



Pedro Gonçalo Ribeiro Patrício

Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

Rotura de fundo de escavações em solos arenosos devido a percolação ascendente

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil Geotecnia

Orientador: Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra,
Professor Associado, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Professor Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho
Arguente: Professor Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo
Vogal: Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra



**FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA**
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro de 2016

“Copyright” Pedro Gonçalo Ribeiro Patrício, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao meu orientador, Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra, por toda a paciência, colaboração, disponibilidade, partilha de conhecimentos e motivação transmitida para que fosse possível concluir este trabalho.

À Professora Doutora Teresa Santana, pela ajuda prestada na resolução de problemas relacionados com o programa Plaxis.

À minha família, em especial aos meus pais e à minha irmã, por toda ajuda que me prestaram ao longo desta etapa. Sem eles, não teria conseguido.

Aos meus colegas de curso, em especial, ao Pedro Guerra, em quem sempre pude confiar e com quem estabeleci uma relação de amizade, importante, para a conclusão desta etapa.

À Sofia, por todo interesse que demonstrou no meu trabalho, apoio e momentos de descontração.

Por fim, um agradecimento aos meus amigos mais próximos pela amizade, companheirismo e motivação prestada.

Resumo

A rotura de fundo de escavações suportadas por paredes de contenção executadas em solos arenosos com nível freático próximo da superfície é usualmente tratado como um problema de levantamento hidráulico, devido à percolação da água que contorna a parede, com trajetória ascendente em direção ao interior da escavação, provocando a rotura do solo pela anulação das tensões efetivas.

Existem, no entanto, outras abordagens a este problema, que admitem a possibilidade de haver colapso antes da completa anulação das tensões efetivas, visto que à medida que estas baixam, a resistência do terreno também vai reduzindo.

O presente trabalho visa estudar o problema nesta perspetiva, averiguando a influência que a distância do nível freático à parede de contenção tem na rotura de fundo de uma escavação. O estudo recorre ao método dos elementos finitos, através de análises tensão-deformação e é inicialmente conduzido admitindo que a parede tem comportamento elástico, estando portanto impossibilitada de formar qualquer rótula plástica, em particular na zona enterrada. O trabalho prossegue admitindo esta possibilidade e a sua consequência na rotura de fundo.

Palavras chave:

escavações profundas, rotura de fundo em solos arenosos, levantamento hidráulico, percolação, plastificação da cortina.

Abstract

The basal stability of supported excavations in sandy soils with phreatic level near the soil surface is usually handled as a hydraulic heave problem, due to the fact that seepage around the retaining wall has an upward trajectory below the excavation that can cause null effective stresses and, therefore, failure.

However, there are other approaches to this problem, considering the possibility that collapse of the excavation can occur before effective stresses become null, since as they decrease the soil resistance will also be reduced.

The present work studies this problem under this perspective and aiming to understand the influence that the distance of undisturbed phreatic level to the wall may have in the basal stability of the excavation. The study is performed using the finite element method, using stress-strain analyses and the wall is initially assumed as linear elastic and therefore no plastic hinge can be formed, particularly within the embedded length. Afterwards, the study assumes the plastic behaviour of the wall and studies its influence on the basal stability.

Keywords:

deep excavations, basal instability in sandy soils, hydraulic heave, seepage, plastification of the retaining wall.

Índice de Matérias

Índice de Figuras	xiii
Índice de Tabelas	xvii
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xix
1 Introdução e estudo bibliográfico	1
1.1 Introdução	1
1.2 Rotura de fundo em condições não drenadas	2
1.2.1 Considerações gerais	2
1.2.2 Métodos Clássicos	4
1.2.3 Métodos com base no cálculo numérico	4
1.3 Rotura de fundo em condições drenadas	6
1.3.1 Abordagem do problema enquanto levantamento hidráulico	6
1.3.2 Abordagem enquanto problema de rotura devido à baixa resistência do solo	8
2 Caso base	11
2.1 Introdução	11
2.2 Modelo constitutivo	12
2.3 Análise de segurança	12
2.4 Modelação do casos base	13

2.5	Análise dos casos base	16
2.5.1	Carga hidráulica	16
2.5.2	Pressões intersticiais	17
2.5.3	Deslocamentos horizontais	18
2.5.4	Deslocamentos verticais	20
2.5.5	Deslocamentos totais	21
2.5.6	Deformada	22
2.5.7	Pontos plásticos	23
2.5.8	Tensões de corte relativas	24
2.5.9	Força nas escoras	26
2.5.10	Ângulo de resistência ao corte no colapso	27
3	Estudo paramétrico admitindo o comportamento elástico da parede	29
3.1	Introdução	29
3.2	Influência da rigidez à flexão da parede	29
3.2.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso	30
3.2.2	Deslocamentos totais	31
3.2.3	Deformada	31
3.2.4	Pontos plásticos	32
3.2.5	Observações	32
3.3	Influência da ficha	33
3.3.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso	34
3.3.2	Deslocamentos totais	34
3.3.3	Pontos plásticos	36
3.4	Influência da largura da escavação	37

3.4.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso	37
3.4.2	Deslocamentos totais	38
3.4.3	Pontos plásticos	40
4	Estudo paramétrico admitindo o comportamento plástico da parede	43
4.1	Introdução	43
4.2	Definição das secções de estacas-prancha adotadas e cálculo de M_{pl} e N_{pl}	43
4.2.1	Perfis Larssen escolhidos	44
4.2.2	Determinação dos valores de M_{pl} e N_{pl}	44
4.3	Influência da variação de M_{pl} com EI_{real} e EI_{grande}	46
4.3.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso.	47
4.3.2	Mecanismos e deformadas no colapso	50
4.3.3	Resumo dos comportamentos observados	52
4.4	Influência de dNF	53
4.4.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso.	53
4.4.2	Deslocamentos totais.	55
4.4.3	Deformada.	56
4.4.4	Pontos plásticos	57
4.5	Influência da ficha	57
4.5.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso.	58
4.5.2	Deslocamentos totais.	61
4.5.3	Deformada	62
4.5.4	Pontos plásticos	62
5	Conclusões e desenvolvimentos futuros	65
5.1	Conclusões	65

5.2	Desenvolvimentos futuros	66
Referências bibliográficas		67

Índice de Figuras

1.1	Definição da distância dNF	2
1.2	Esquema geral da rotura de fundo de uma escavação (Guerra, 2003)	3
1.3	Mecanismo de rotura de Terzaghi et al. (1943) e Bjerrum e Eide (1956) quando é considerada a presença do estrato rígido (adaptado de Ukritchon et al. (2003)) . .	4
1.4	Mecanismo de rotura de Terzaghi et al. (1943) e Bjerrum e Eide (1956) no caso em que é prolongada a cortina (adaptado de Ukritchon et al. (2003))	5
1.5	Fatores de capacidade de carga em função da geometria, para solos argilosos (Skempton, 1951) - adaptado de Matos Fernandes (1983)	6
1.6	Zona de solo em análise para verificação da segurança da rotura de fundo da escavação devida ao levantamento hidráulico (Aleixo, 2015)	7
1.7	Proposta de análise da rotura de fundo (Costet e Sanglerat, 1975)	9
2.1	Esquema geral da escavação considerada como caso base	11
2.2	Geometria do caso base	13
2.3	Fases de escavação.	14
2.4	Carga hidráulica em cada modelo, na última fase construtiva (8ª fase)	17
2.5	Pressões intersticiais verificadas em cada modelo, na última fase construtiva (8ª fase)	18
2.6	Deslocamentos horizontais em todas as fases de escavação e colapso (9ª fase) . . .	19
2.7	Deslocamentos verticais em todas as fases de escavação e de colapso (9ª fase) . .	20
2.8	Deslocamentos totais em todas as fases de escavação e de colapso (9ª fase)	22

2.9	Deformada em cada fase de escavação e no colapso (9ª fase)	23
2.10	Pontos plásticos em todas as fases de escavação e no colapso (9ª fase)	24
2.11	Tensões de corte relativas em todas as fases de escavação e no colapso (9ª fase) .	25
3.1	FS obtido com EI_{cb} e $1000EI_{cb}$ no modelo A	30
3.2	Deslocamentos totais obtidos no colapso com EI_{cb} e $1000EI_{cb}$	31
3.3	Deformada obtida no colapso com EI_{cb} e $1000EI_{cb}$	32
3.4	Pontos plásticos obtidos no colapso com EI_{cb} e $1000EI_{cb}$	33
3.5	Influência da ficha nos valores de $\phi'_{colapso}$	34
3.6	Deslocamentos totais no colapso para cada uma das fichas consideradas	35
3.7	Pontos plásticos no colapso para cada uma das fichas consideradas	36
3.8	Influência da largura nos valores de $\phi'_{colapso}$	37
3.9	Deslocamentos totais no colapso para cada uma das larguras consideradas	38
3.10	Carga hidráulica no modelo A e E para $L/2=3,25m$, $L/2=16,5m$ e $L/2=20m$. .	39
3.11	Pontos plásticos no colapso para cada uma das larguras consideradas	40
4.1	Classificação das secções (EN1993-5, 2007)	45
4.2	Variação do valor de M_{pl} considerando EI_{real} e EI_{grande} para determinação do patamar elástico	48
4.3	Variação do valor de $1/M_{pl}$ considerando EI_{real} e EI_{grande} para determinação do patamar elástico	49
4.4	Mecanismos e deformadas considerando EI_{real} e EI_{grande}	50
4.5	Mecanismos e deformadas considerando EI_{real} com respectiva designação	51
4.6	Comportamento observado em função dos valores de $1/M_{pl}$	53
4.7	Influência do valor de M_{pl} na obtenção dos valores de $\phi'_{colapso}$ em cada modelo . .	54
4.8	Valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos em cada modelo em função de uma menor gama de valores de M_{pl}	54

4.9	Deslocamentos totais no colapso para cada uma das secções Larssen consideradas	55
4.10	Deformada no colapso para cada uma das secções Larssen consideradas	56
4.11	Pontos plásticos no colapso para cada uma das secções Larssen consideradas . . .	57
4.12	Variação da ficha e determinação $\phi'_{colapso}$	58
4.13	Variação da ficha e determinação $\phi'_{colapso}$ em função de uma menor gama de valores de M_{pl}	59
4.14	Comportamento da cortina de estacas-prancha consoante os valores de f e de M_{pl}	60
4.15	Deslocamentos totais no colapso para cada uma das secções Larssen consideradas em função do valor de f	61
4.16	Deformada no colapso para cada uma das secções Larssen consideradas em função do valor de f	63
4.17	Pontos plásticos no colapso para cada uma das secções Larssen consideradas em função do valor de f	64

Índice de Tabelas

1.1	Soluções para a determinação do N_c da rotura de fundo através dos métodos clássicos (adaptado de Ukritchon et al. (2003))	5
2.1	Parâmetros usados para modelar o solo	15
2.2	Parâmetros usados para modelar a cortina de contenção	15
2.3	Rigidez axial adotada nas escoras	15
2.4	Modelos estudados	16
2.5	Esforço axial nas escoras de cada modelo (kN/m)	26
2.6	Valores de FS e $\phi'_{colapso}$ obtidos para os vários modelos	27
3.1	Valores de $\phi'_{colapso}$ em graus, obtidos considerando EI_{cb} e $1000EI_{cb}$	30
4.1	Especificações das secções Larssen (ThyssenKrupp, 2010)	44
4.2	Tipos de aço disponíveis para executar cortinas de estacas-prancha (EN1993-5, 2007)	46
4.3	Classificação das secções Larssen e respetivos valores de M_{pl} e N_{pl}	46
4.4	Definição do valor de β_β (EN1993-5, 2007)	47

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas

EC3 Eurocódigo 3

EC7 Eurocódigo 7

Siglas

HSM Hardening Soil Model

FCT Faculdade de Ciências e Tecnologia

UNL Universidade Nova de Lisboa

Símbolos

A área

A_L área da seção dos perfis Larssen considerados

b largura da face média da seção dos perfis Larssen considerados

c' coesão efetiva do solo

$c_{inicial}$ coesão efetiva inicial do solo

$c_{reduzida}$ coesão efetiva reduzida do solo

c'_{ref} coesão efetiva de referência

C_u resistência ao corte não drenada

D distância entre o estrato rígido e o pé da cortina

d espessura da parede moldada

dNF distância entre o nível freático e a parede de contenção

- E módulo de elasticidade
- EA rigidez axial das escoras
- EA_{cb} rigidez axial das escoras no caso base
- EA_L rigidez axial dos perfis Larssen considerados
- EI rigidez de flexão da cortina
- EI_{cb} rigidez de flexão adotada no caso base
- EI_{real} rigidez de flexão dos perfis Larssen considerados
- E_{50} módulo de deformabilidade secante do ensaio triaxial em condições drenadas, correspondente a 50% da tensão de colapso
- E_{50}^{ref} módulo de deformabilidade secante de referência do ensaio triaxial em condições drenadas, correspondente a 50% da tensão de colapso
- E_{oed} módulo de deformabilidade tangente para carregamento edométrico primário
- E_{oed}^{ref} módulo de deformabilidade tangente de referência para carregamento edométrico primário
- E_{ur} módulo de deformabilidade de descarga/recarga
- E_{ur}^{ref} módulo de deformabilidade de descarga/recarga de referência
- f altura enterrada no solo da cortina, que é designada como "ficha"
- f_y tensão de cedência do aço
- f_u tensão de rotura do aço
- FS fator de segurança
- FS_{lh} fator global de segurança devido ao levantamento hidráulico
- FS_{RF}^{CS} fator global de segurança segundo o método de Costet e Sanglerat
- G' peso efetivo do bloco de solo para verificação da segurança em relação ao levantamento hidráulico
- H altura escavada
- I_L inercia da secção dos perfis Larssen considerados
- K_0 coeficiente de impulso de terras em repouso
- K_x coeficiente de percolação horizontal
- K_y coeficiente de percolação vertical

- L largura da escavação
- m potência necessária para traduzir a dependência da rigidez do solo da tensão a que este está submetido
- $M_{c,Rd}$ momento resistente de cálculo dos perfis Larssen considerados
- M_{pl} momento de plastificação dos perfis Larssen considerados
- N_c fator de capacidade de carga
- N_q fator de capacidade de carga
- N_{pl} esforço axial de plastificação dos perfis Larssen considerados
- $N_{pl,Rd}$ esforço axial de plastificação resistente de cálculo
- p'_{ref} tensão efetiva média de referência
- R_{inter} fator redutivo da resistência da interface solo-estrutura
- t_f espessura do dos perfis Larssen considerados
- U força resultante da pressão intersticial na base do bloco
- U_{perc} força de percolação na base do bloco
- w peso da cortina
- W_{el} módulo elástico de flexão
- W_{pl} módulo plástico de flexão
- \sum_{Msf} define o valor de FS ao fim de um número mínimo de passos de cálculo
- β_β fator que tem em conta uma possível má transmissão do esforço transversal nas ligações dos perfis
- γ peso volúmico do solo
- γ' peso volúmico submerso do solo
- γ_h peso volúmico húmido
- γ_{MO} coeficiente parcial relativo à resistência do material, neste caso o aço
- γ_{sat} peso volúmico saturado
- γ_w peso volúmico da água
- ϵ fator necessário para classificar as secções dos perfis Larssen considerados

ϕ' ângulo de resistência ao corte

$\phi'_{colapso}$ ângulo de resistência ao corte no colapso

$\phi'_{inicial}$ ângulo de resistência ao corte inicial do solo

$\phi'_{reduzida}$ ângulo de resistência ao corte reduzido do solo

ψ ângulo de dilatação

σ tensão vertical total

σ_A tensão vertical total no ponto A

σ_B tensão vertical total no ponto B

σ' tensão vertical efetiva

σ'_A tensão vertical efetiva no ponto A

σ'_B tensão vertical efetiva no ponto B

ν coeficiente de Poisson

Capítulo 1

Introdução e estudo bibliográfico

1.1 Introdução

A rotura de fundo é um fenómeno usualmente associado a escavações suportadas por sistemas de contenção, em solos argilosos. A ocorrência desta rotura deve-se à profundidade excessiva da escavação em relação à resistência que o solo abaixo desta zona tem, sendo incapaz de conter o peso da massa de solo dos lados não escavados.

Em condições drenadas, o problema da rotura de fundo é analisado nos casos em que se verifica a existência de níveis freáticos elevados, e em que se pretende ir rebaixando o nível de água no interior da escavação por bombagem, à medida que se vai executando a mesma, mantendo-se na medida do possível o nível freático impedido pela cortina de contenção. Esta terá, portanto, que ser impermeável o que leva o escoamento da água a contornar a cortina de contenção em direção ao interior da mesma. É neste sentido que pode ocorrer levantamento hidráulico, levando ao colapso do solo de fundação, devido à anulação das tensões efetivas.

Será lógico assumir que durante a percolação da água, no sentido ascendente e em direção ao interior da escavação, existirá uma diminuição da resistência do terreno de fundação, para valores tão baixos que poderá levar ao colapso, antes de serem anuladas as tensões efetivas. O estudo da rotura de fundo de uma escavação admitindo esta hipótese foi analisado por Aleixo (2015) e por Andrade Viana et al. (2016). Nestes estudos os autores admitiram que a distância dNF , distância à parede a partir da qual o nível freático se mantém inalterado devido à escavação e ao rebaixamento do nível de água no interior da mesma, é nula (ver figura 1.1). Admitiram ainda que a parede de contenção tem um comportamento elástico. No presente trabalho pretende-se complementar e prosseguir esse estudo e para isso vai ser avaliada a influência de:

1. variação da distância dNF à parede de contenção;
2. consideração do comportamento plástico da parede contenção.

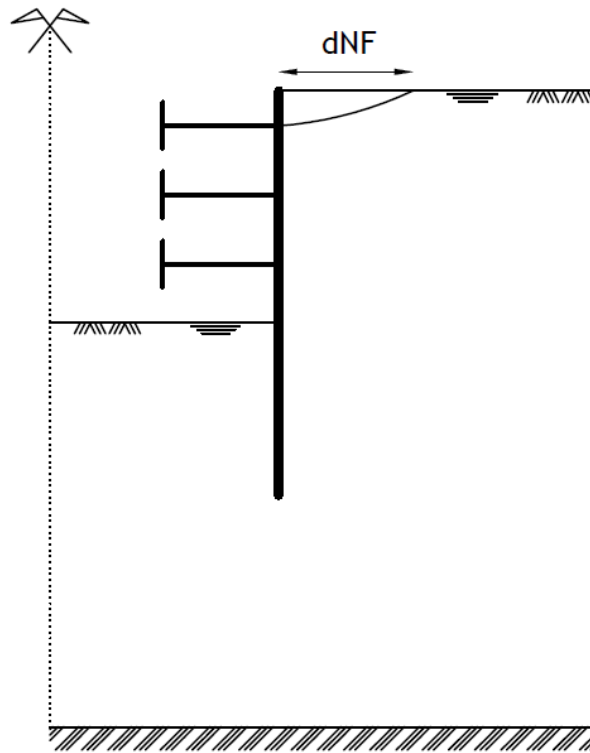


Figura 1.1: Definição da distância dNF

O estudo foi feito recorrendo ao método dos elementos finitos e ao programa de cálculo automático, Plaxis (2014), através do qual foi possível, após análises tensão-deformação, a determinação do coeficiente de segurança aplicado às propriedades resistentes do terreno e, portanto, a obtenção das propriedades do terreno para as quais este colapsa, após a última fase de escavação.

Desta forma o trabalho irá ser dividido da seguinte forma: o presente capítulo introduz o tema e o estudo bibliográfico realizado; os capítulos 2 e 3 destinam-se a cumprir o ponto 1 (anteriormente referido), sendo que nestes capítulos o comportamento da parede é elástico; o capítulo 4 cumpre o ponto 2, considerando a possibilidade da parede plastificar.

1.2 Rotura de fundo em condições não drenadas

1.2.1 Considerações gerais

Tal como foi referido anteriormente, a rotura de fundo de uma escavação é fenómeno que está relacionado com a profundidade excessiva da escavação face à resistência do terreno que está na sua base. A figura 1.2 ilustra a forma como é definido o mecanismo de rotura decorrente da ação

deste fenómeno em escavações realizadas em solos argilosos.

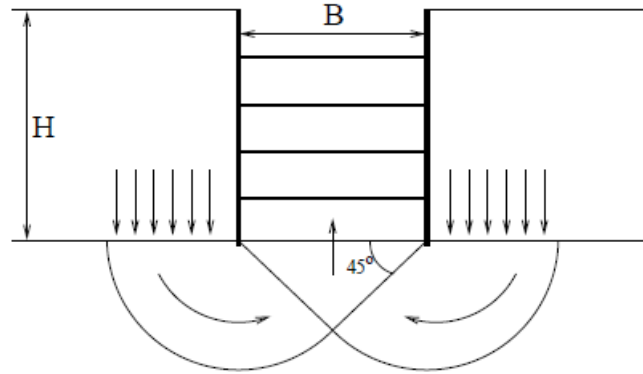


Figura 1.2: Esquema geral da rotura de fundo de uma escavação (Guerra, 2003)

A rotura de fundo de uma escavação dá-se quando é verificada a seguinte equação:

$$\gamma H = N_c c_u \quad (1.1)$$

em que:

- N_c é um fator de capacidade de carga;
- c_u é a resistência ao corte não drenada do terreno;
- γ é o peso volúmico do solo;
- H é a altura da escavação.

É comum apresentar-se a equação 1.1 escrita da seguinte forma:

$$N_c = \frac{\gamma H}{c_u} \quad (1.2)$$

Refere-se que o fator de capacidade de carga, tal como acontece com as fundações superficiais, deve ser corrigido para ter em consideração a forma da fundação e a resistência ao corte acima da base. Os métodos clássicos, que são apresentados em seguida, utilizam valores de N_c já corrigidos por forma a avaliar o fenómeno da rotura de fundo de uma escavação.

1.2.2 Métodos Clássicos

O problema geotécnico em questão foi abordado em diversos trabalhos realizados por diversos autores, sendo que os métodos clássicos são os de Terzaghi et al. (1943) e Bjerrum e Eide (1956). As suas propostas de resolução do problema da rotura de fundo de uma escavação partem de uma situação ideal em que não existe ficha ou a presença de um estrato rígido nas proximidades da obra. Posteriormente, estes trabalhos foram adaptados para que fossem contemplados fatores como a presença do estrato rígido a uma distância D ou a existência de uma ficha enterrada. As figuras 1.3 e 1.4, ilustram os mecanismos de rotura quando são tidas em conta as modificações enunciadas.

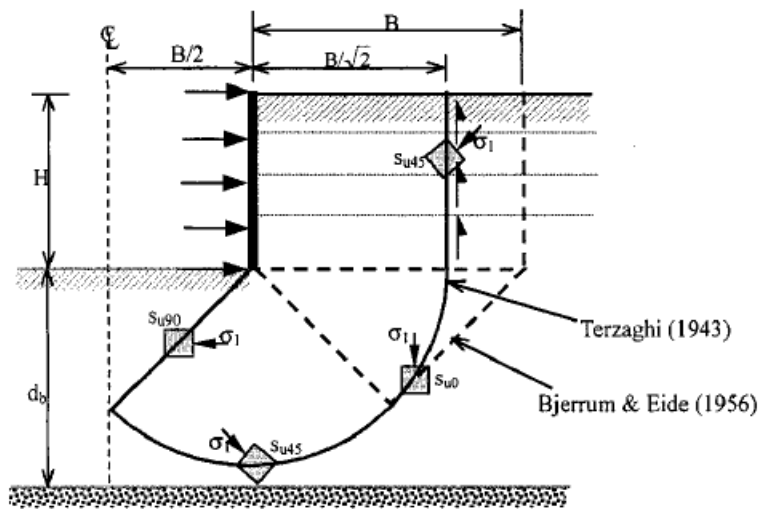


Figura 1.3: Mecanismo de rotura de Terzaghi et al. (1943) e Bjerrum e Eide (1956) quando é considerada a presença do estrato rígido (adaptado de Ukritchon et al. (2003))

Na tabela 1.1 são apresentados estes casos e os correspondentes valores de N_c (eq. 1.2).

Como é observado na tabela 1.1, no caso em que o método utilizado é de Bjerrum e Eide (1956), o valor do fator da capacidade de carga é dado pelo proposto por Skempton (1951) para o dimensionamento de fundações superficiais em maciços argilosos. A figura 1.5 permite obter o valor de N_c'' .

1.2.3 Métodos com base no cálculo numérico

Com o avançar dos tempos surgiram métodos computacionais que permitem analisar a rotura de fundo de uma escavação em solos argilosos através de elementos-finitos, e portanto passou a haver uma alternativa aos métodos clássicos já mencionados. Estes métodos computacionais podem avaliar a segurança da rotura de fundo da escavação, através de análises

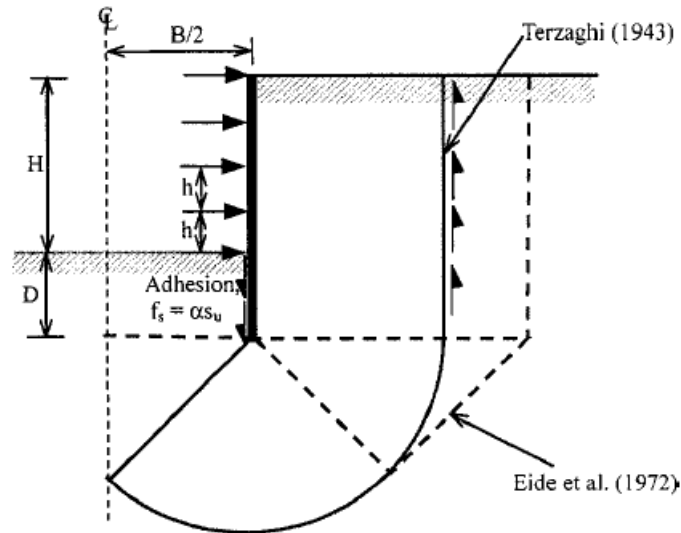


Figura 1.4: Mecanismo de rotura de Terzaghi et al. (1943) e Bjerrum e Eide (1956) no caso em que é prolongada a cortina (adaptado de Ukritchon et al. (2003))

Tabela 1.1: Soluções para a determinação do N_c da rotura de fundo através dos métodos clássicos (adaptado de Ukritchon et al. (2003))

Referência	N_c	Aplicação
Terzaghi, 1943	$N'_c + \sqrt{2}(H/L)$ ($N'_c = 5, 7$)	Argila homogénea
Bjerrum e Eide, 1956	N''_c (N''_c obtido por Skempton, 1951)	Argila homogénea
Terzaghi, 1956	$N'_c + H/D$ ($N'_c = 5, 7$)	Efeito da presença de um estrato rígido
Terzaghi, 1943	$N'_c + \sqrt{2}(H+f)/L + 2f/L$ ($N'_c = 5, 7$)	Efeito da altura enterrada
Bjerrum e Eide, 1956	$N''_c + 2f/L$ (N''_c obtido por Skempton, 1951)	Efeito da altura enterrada

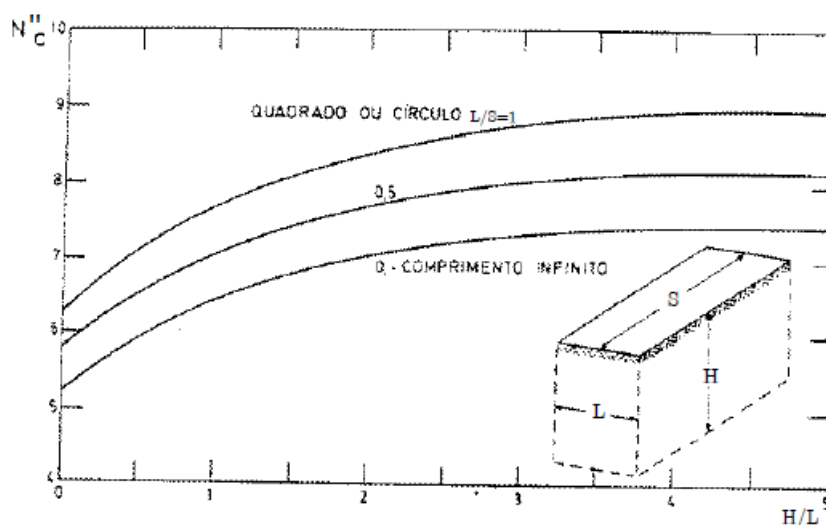


Figura 1.5: Fatores de capacidade de carga em função da geometria, para solos argilosos (Skempton, 1951) - adaptado de Matos Fernandes (1983)

tensão-deformação, em que são reduzidos os parâmetros resistentes do terreno, tal como mostram os trabalhos realizados por Aleixo (2015), Brinkgreve e Bakker (1991) e Tuan-Nghia et al. (2015), ou através da aplicação dos teoremas da região superior e inferior, tal como mostram os trabalhos realizados por Josefino et al. (2010) e Ukritchon et al. (2003).

1.3 Rotura de fundo em condições drenadas

A rotura de fundo é, como já foi referido, uma problemática comum em escavações realizadas em solos argilosos, ou seja, em condições não drenadas. Contudo, este tipo de fenómeno não deve ser apenas associado a este tipo de casos, podendo igualmente ocorrer em condições drenadas. Nestas condições, a análise da rotura de fundo de uma escavação pode ser feita segundo duas abordagens diferentes.

1.3.1 Abordagem do problema enquanto levantamento hidráulico

O levantamento hidráulico ocorre quando as forças de percolação associadas ao fluxo ascendente no solo do lado da escavação anulam as tensões efetivas numa dada secção e manifesta-se pela invasão do fundo da escavação pela massa de solo situada acima da secção referida (Matos Fernandes, 1983)

Segundo Terzaghi et al. (1943), a verificação da segurança em relação ao levantamento

hidráulico deve ser feita analisando a zona de solo localizada no interior da escavação e que está imediatamente adjacente à cortina de contenção, ao longo de uma largura igual a metade do valor da ficha da parede. Tal é ilustrado na figura 1.6.

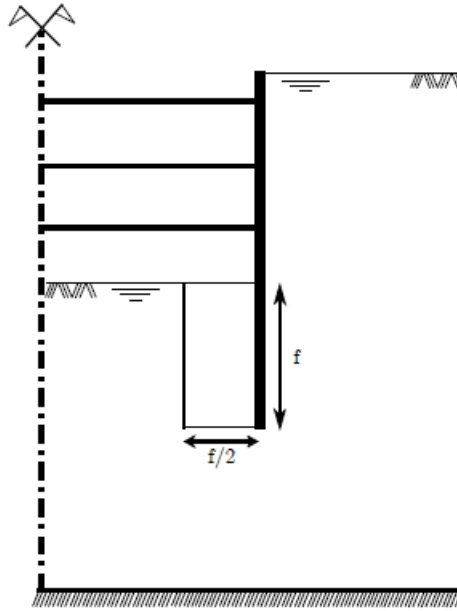


Figura 1.6: Zona de solo em análise para verificação da segurança da rotura de fundo da escavação devida ao levantamento hidráulico (Aleixo, 2015)

Posto isto, para que seja verificada a segurança da escavação em relação ao levantamento hidráulico é necessário:

- determinar o peso efetivo do bloco de areia G' , igual a:

$$G' = \frac{\gamma' f^2}{2} \quad (1.3)$$

onde γ' é o peso volúmico submerso do solo e f é a altura enterrada.

- determinar a força de percolação na base do bloco de areia, U_{perc} , que é dada por:

$$U_{perc} = U - \frac{\gamma_w f^2}{2} \quad (1.4)$$

onde U é a força resultante das pressões intersticiais na base do bloco, obtidas com base na rede de percolação e γ_w é o peso volúmico da água.

$$U_{perc} \geq G' \quad (1.5)$$

Calculadas as forças anteriormente referidas, a segurança pode ser verificada segundo um coeficiente de segurança global ou através da utilização de coeficientes parciais de segurança utilizados de acordo com o Eurocódigo 7 (NP-EN1997-1, 2010), por forma a satisfazer o estado limite último de levantamento hidráulico (HYD).

- Verificação da segurança considerando a utilização de um coeficiente de segurança global;

$$FS_{lh} = \frac{G'}{U_{perc}} \quad (1.6)$$

- Verificação da segurança considerando a utilização do Eurocódigo 7.

$$\gamma_{G,dst} U_{perc} \leq \gamma_{G,stb} G' \quad (1.7)$$

onde $\gamma_{G,dst}$ é o coeficiente parcial a utilizar para ações desfavoráveis (desestabilizantes) e $\gamma_{G,stb}$ é o coeficiente parcial a usar para ações favoráveis (estabilizantes).

Substituindo estes coeficientes pelos respetivos valores, definidos pelo Eurocódigo 7 no Anexo A, obtém-se:

$$1,35 U_{perc} \leq 0,9 G' \quad (1.8)$$

equivalente a:

$$U_{perc} \leq \frac{G'}{1,5} \quad (1.9)$$

1.3.2 Abordagem enquanto problema de rotura devido à baixa resistência do solo

Segundo Costet e Sanglerat (1975), o estudo da rotura pode ser feito através da análise das tensões no pé da cortina em dois pontos, que se localizam à esquerda e à direita, da parede de contenção, tal como se mostra na figura 1.7.

Assim, para que seja verificada a segurança da escavação segundo o método referido é necessário:

- determinar as tensões totais nos dois pontos referidos, através das seguintes equações:

$$\sigma_A = \gamma_{sat} f \quad (1.10)$$

$$\sigma_B = \gamma_{sat} (H + f) \quad (1.11)$$

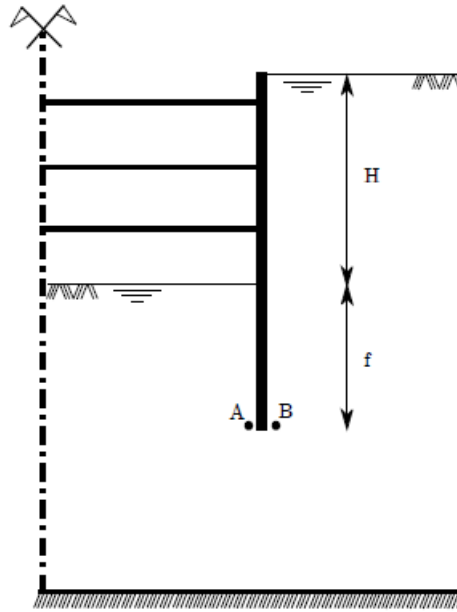


Figura 1.7: Proposta de análise da rotura de fundo (Costet e Sanglerat, 1975)

- determinar a tensão efetiva vertical nos mesmos pontos:

$$\sigma'_A = \sigma_A - u_A \quad (1.12)$$

$$\sigma'_B = \sigma_B - u_B \quad (1.13)$$

onde u_A e u_B é o valor da pressão intersticial nos pontos em questão.

Calculados os pontos anteriores a verificação da segurança da escavação em relação à rotura de fundo pode ser feita a partir da utilização de um coeficiente de segurança global ou através do definido no Eurocódigo 7.

- Verificação da segurança através da seguinte condição, definida utilizando um coeficiente de segurança global;

$$\sigma'_B \leq \frac{\sigma'_A N_q}{FS_{RF}^{CS}} \quad (1.14)$$

onde N_q (fator de capacidade de carga) é obtido através da seguinte expressão:

$$N_q = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi tg(\phi')} \quad (1.15)$$

- Verificação da segurança através da seguinte condição, definida de acordo com o Eurocódigo 7.

$$\gamma_G \sigma'_B \leq \frac{\sigma'_A N_{qd}}{\gamma_{R,v}} \quad (1.16)$$

onde γ_G é o coeficiente parcial para as ações permanentes e o $\gamma_{R,v}$ é o coeficiente parcial para a capacidade resistente para fundações superficiais.

Por forma a substituir os coeficientes parciais por valores, deve ser usada a Combinação 2 da Abordagem de cálculo 1 definida no Eurocódigo 7 por ser a mais desfavorável, segundo a qual $\gamma_G=1,00$, $\gamma_{R,v}=1,00$. Note-se que o N_{qd} corresponde ao coeficiente de capacidade de carga de cálculo que é obtido reduzindo a resistência, ϕ' , através da seguinte noção:

$$\phi'_d = \frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}} \quad (1.17)$$

$$\sigma'_A N_q \geq \sigma'_B \quad (1.18)$$

Segundo a Combinação 2 da Abordagem de cálculo 1, o $\gamma_{\phi'} = 1,25$, mas como todos os valores necessários para verificar a condição definida pela equação 1.15 já foram definidos anteriormente e $\gamma_G = \gamma_{R,v} = 1,0$, resta obter um valor de $\gamma_{\phi'}$ que satisfaça a condição necessária para que seja verificada a segurança e não ocorra rotura de fundo.

Capítulo 2

Caso base

2.1 Introdução

O caso base em análise é uma escavação com largura L , altura H , suportada por uma cortina de contenção com uma ficha f , que dista D do estrato rígido e por um sistema de três níveis de escoras, tal como é observado na figura 2.1. O estudo do caso base vai ser feito recorrendo ao programa de cálculo automático Plaxis, que através de uma análise tensão-deformação por elementos finitos e da funcionalidade " $c-\phi'$ reduction", permitiu avaliar a segurança da escavação como caso base.

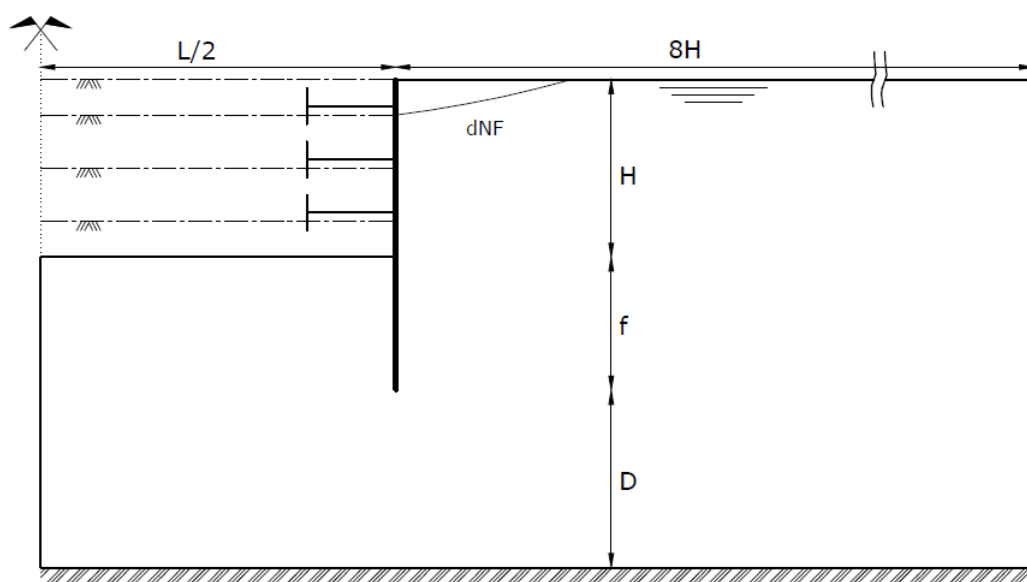


Figura 2.1: Esquema geral da escavação considerada como caso base

Tal como pode ser observado na figura 2.1, foi considerada uma largura horizontal do terreno não escavado 8 vezes maior que a profundidade escavada. Regra geral esta é 4 a 5 vezes a profundidade considerada, mas neste caso foi necessário considerar esta distância maior por forma a permitir um estudo mais completo da influência da distância dNF .

O problema foi admitido simétrico, pelo que apenas metade da escavação foi estudada, exigindo assim um menor esforço computacional.

2.2 Modelo constitutivo

A rigidez do solo depende do nível de tensão a que está sujeito devido ao comportamento não linear do mesmo quando solicitado. Para representar este facto, optou-se por utilizar o Modelo Hardening Soil, que é elasto-plástico e cujo critério de rotura é o de Mohr-Coulomb. O modelo tem a capacidade de reproduzir a dependência da rigidez para variar consoante o estado de tensão a que o solo está sujeito e apresenta endurecimento hiperbólico na fase plástica. Essencialmente existem dois tipos de endurecimento contemplados neste modelo, o endurecimento devido ao corte e o devido à compressão. O primeiro, reproduz as deformações irreversíveis que ocorrem quando o solo é carregado por uma tensão deviatórica primária, enquanto que o segundo reproduz as deformações plástica irreversíveis devido à compressão primária.

Para representar a relação entre a rigidez e a tensão a que o solo está sujeito, foi necessário definir três tipos de módulos de deformabilidade: rigidez triaxial de carga, E_{50}^{ref} , rigidez triaxial de descarga/carga, E_{ur}^{ref} e por fim a rigidez edométrica de carga, E_{oed}^{ref} . O Plaxis sugere que $E_{oed}^{ref} \approx E_{50}^{ref}$ e $E_{ur}^{ref} \approx 3E_{50}^{ref}$, consideração adotada no presente trabalho. Note-se que estes parâmetros relacionam-se com a tensão através da tensão de referência, p'_{ref} , cujo valor adotado foi 100 kPa.

2.3 Análise de segurança

Para a obtenção do ϕ' para o qual ocorre o colapso, foi necessário recorrer à funcionalidade *Safety calculation*, através da chamada redução c' - ϕ' . Desta forma, o programa de cálculo automático vai proceder à redução dos parâmetros resistentes ϕ' e c' , até que ocorra a rotura. Deste procedimento resulta o cálculo de $\sum Msf$, que é traduzido pela seguinte equação:

$$\sum Msf = \frac{\tan \phi'_{inicial}}{\tan \phi'_{reduzido}} = \frac{c_{inicial}}{c_{reduzida}} \quad (2.1)$$

em que $\phi'_{inicial}$ é o ângulo de resistência ao corte inicial do terreno, $\phi'_{reduzido}$ é o ângulo de resistência ao corte reduzido ao fim de determinados passos de cálculo, sendo que o valor de ϕ' pretendido será o de colapso, $c_{inicial}$ é a coesão inicial e $c_{reduzida}$ é a coesão também ela reduzida, sendo que neste caso, a coesão será igual a zero.

É importante ter em consideração que o valor de $\sum Msf$ a determinar corresponde ao que, a partir de determinado número de passos, não sofre praticamente alteração. Nesta fase o valor de $\sum Msf$, corresponde ao fator de segurança, FS , a partir do qual é possível obter $\phi'_{colapso}$, através da seguinte equação:

$$\phi'_{colapso} = \arctan \frac{\tan \phi'_{inicial}}{FS} \quad (2.2)$$

O valor de $\sum Msf$ é igual a 1.0 no início da redução $c'-\phi'$, significando que ainda não houve redução da resistência do terreno.

2.4 Modelação do casos base

Geometricamente, o caso base em análise representa uma escavação com 10 m de profundidade, suportada por uma cortina de contenção com uma ficha de 7,5 m a uma distância de 10 m do estrato rígido. A largura da escavação é de 20 metros e o modelo usado considerou a fronteira do lado não escavado à distância de 80 metros. A figura 2.2 ilustra a geometria do caso base.

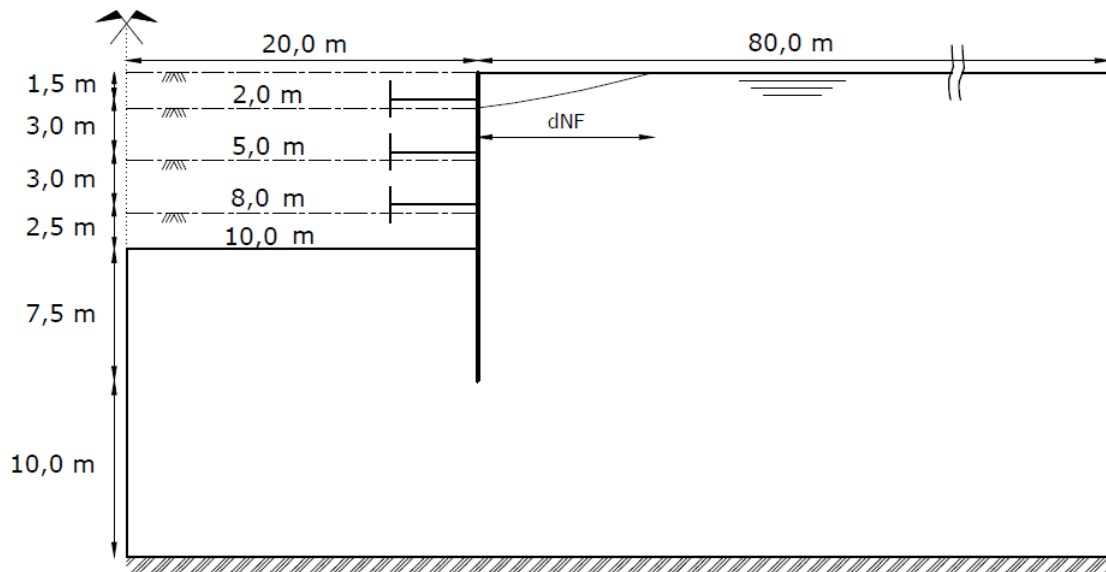


Figura 2.2: Geometria do caso base

A parede foi modelada com elementos viga, as escoras com molas e a interface com elementos de junta. O problema foi analisado considerando o estado plano de deformação.

O faseamento construtivo da escavação foi dividido em oito fases, esquematicamente representados na figura 2.3, acrescentados de uma nona fase, para a análise de segurança:

- fase 1 - construção e colocação da cortina de contenção;

- fase 2 - escavação do 1º nível, com 2 m de profundidade;
- fase 3 - colocação da 1ª escora, 1,5 m de profundidade;
- fase 4 - escavação do 2º nível, com 5 m de profundidade;
- fase 5 - colocação da 2ª escora, a 4,5 m de profundidade;
- fase 6 - escavação do 3º nível, com 8 m de profundidade;
- fase 7 - colocação da 3ª escora, com 7,5 m de profundidade;
- fase 8 - escavação do 4º e último nível, com 10 m de profundidade;
- fase 9 - análise de segurança.

Foi ainda considerada uma fase inicial *in-situ*, para cálculo das tensões iniciais, com base no valor do coeficiente de impulso em repouso dado por $K_0 = 1 - \sin\phi'$.

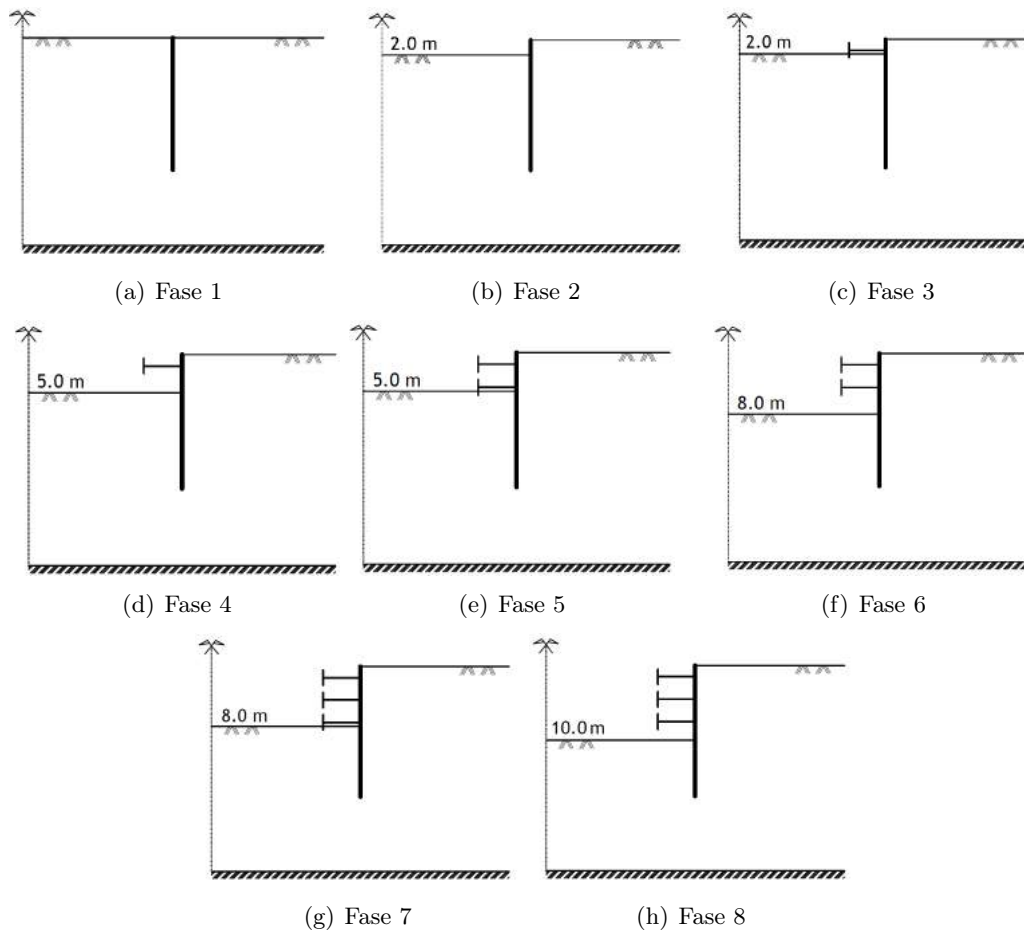


Figura 2.3: Fases de escavação.

Admitiu-se que o solo é uma areia média, com os parâmetros que constam na tabela 2.1, também usados por Josefino et al. (2009).

Tabela 2.1: Parâmetros usados para modelar o solo

Gerais	γ	20 kN/m^3
	γ_h	20 kN/m^3
Resistentes	c'_{ref}	0
	ϕ'	30°
	ψ	1°
Rigidez	E_{ur}^{ref}	75 MPa
	E_{50}^{ref}	25 MPa
	E_{ur}^{ref}	25 MPa
	m	0,5
Avançados	ν	0,3
	p_{ref}	100 kPa
	K_0	0,5
Escoamento	K_x	$1E - 3 \text{ m/s}$
	K_y	$1E - 3 \text{ m/s}$
Interface	R_{inter}	0,67

Nesta fase do estudo, a parede tem um comportamento elástico à qual foram atribuídas as propriedades de uma parede moldada de betão armado com 40cm de espessura, com as características que se indicam na tabela 2.2.

Tabela 2.2: Parâmetros usados para modelar a cortina de contenção

EA	$12E6 \text{ kN/m}$
EI	$160E3 \text{ kNm}^2/\text{m}$
d	$0,40 \text{ m}$
w	10 kN/m/m

Em relação às escoras foi adotada a rigidez axial que se apresenta na tabela 2.3.

Tabela 2.3: Rigidez axial adotada nas escoras

EA	655200 kN/m
------	-----------------------

Um dos objetivos deste trabalho é identificar qual o impacto que a variação da distância a partir da qual o nível freático se mantém inalterado, dNF , tem em termos de segurança para a execução da escavação. Neste sentido e tendo em conta o caso base já enunciado, foram desenvolvidos 5 modelos em que foram consideradas diferentes distâncias dNF , indicadas na tabela 2.4. Note-se que o modelo A corresponde ao modelo C estudado por Aleixo (2015).

Tabela 2.4: Modelos estudados

Modelo	dNF [m]
A	0
B	20
C	40
D	60
E	80

2.5 Análise dos casos base

A análise dos resultados obtidos para os diferentes modelos será feita através do estudo das seguintes grandezas:

- carga hidráulica;
- pressões intersticiais;
- deslocamentos horizontais;
- deslocamentos verticais;
- deslocamentos totais;
- tensões de corte relativas;
- deformada;
- pontos plásticos;
- força nas escoras;
- ângulo de resistência ao corte de colapso.

2.5.1 Carga hidráulica

A figura 2.4 mostra a carga hidráulica no terreno, na última fase construtiva, para os modelos A a E, podendo ser observadas as linhas equipotenciais.

A partir desta figura, mostra-se que a posição do nível freático influencia o desenvolvimento das linhas equipotenciais. Note-se, que apesar do Modelo A, B e C terem um dNF diferente, existe uma grande semelhança no resultado obtido, o que leva a concluir que do ponto de vista da carga hidráulica apenas a partir dos 60 m de distância do nível freático à parede de contenção, existirá uma influência razoável deste parâmetro. Esta variação é traduzida pela alteração do escoamento que passa a ter uma componente horizontal, de acordo com o desenvolvimento das linhas equipotenciais que se observam nos modelos D e E.

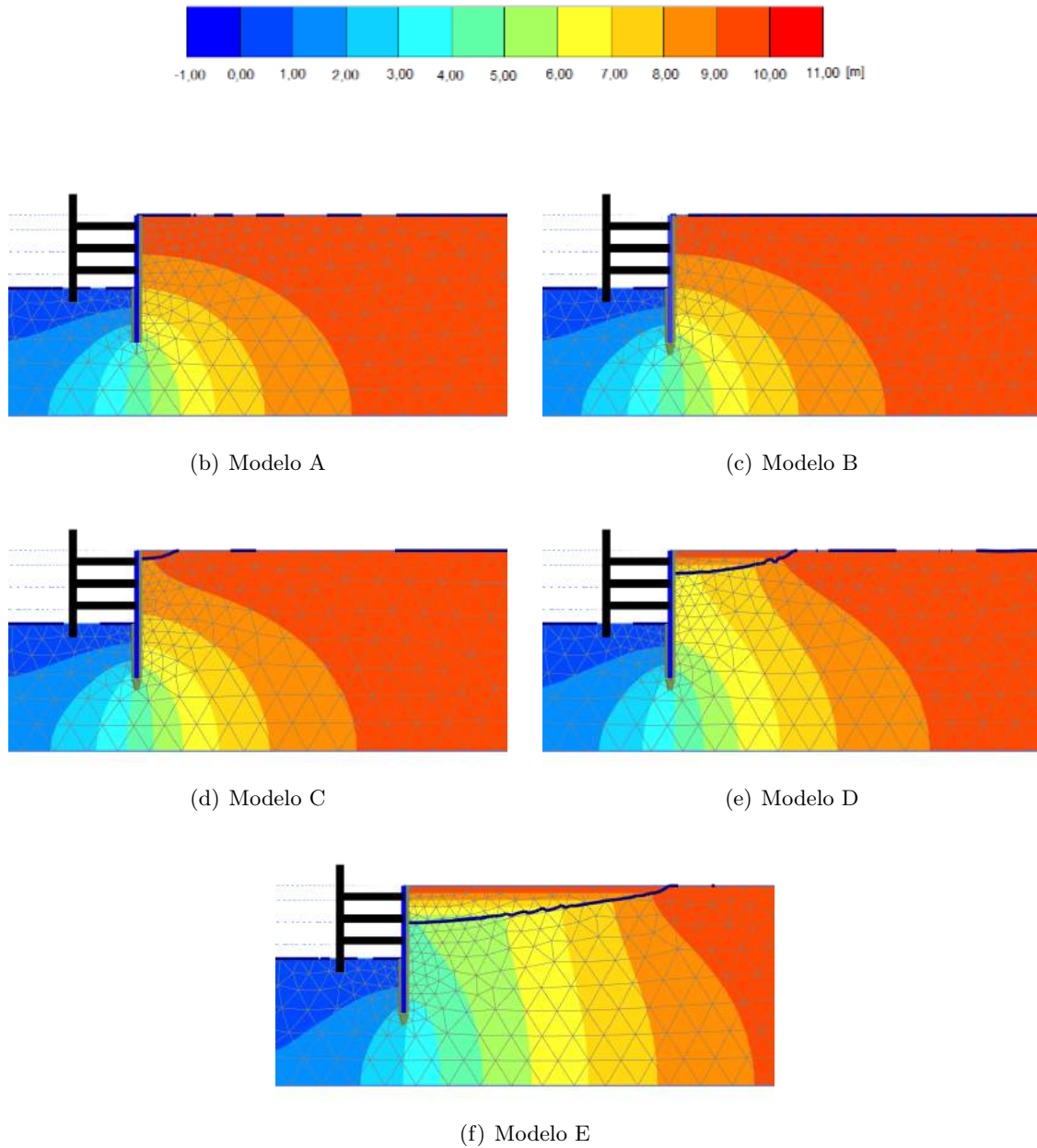


Figura 2.4: Carga hidráulica em cada modelo, na última fase construtiva (8ª fase)

2.5.2 Pressões intersticiais

A figura 2.5 mostra a distribuição das pressões intersticiais na última fase construtiva para os diferentes modelos A a E. As diferenças, tal como se referiu a propósito da carga hidráulica, ocorrem sobretudo para os modelos D e E, pelos motivos já referidos.

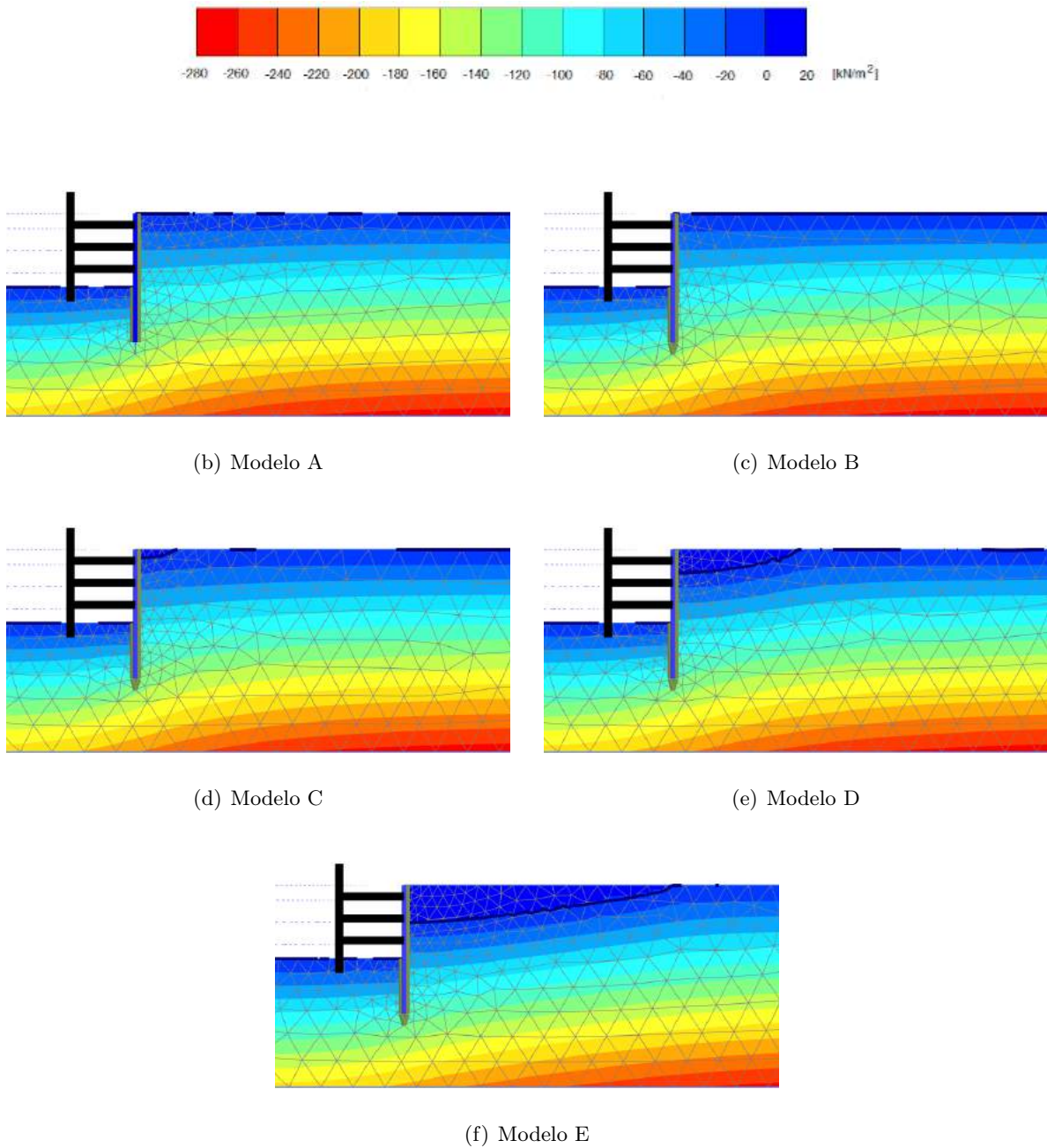


Figura 2.5: Pressões intersticiais verificadas em cada modelo, na última fase construtiva (8ª fase)

2.5.3 Deslocamentos horizontais

Os deslocamentos horizontais que se desenvolvem no solo à medida que se realizam os vários níveis de escavação podem ser observados através da figura 2.6. Os deslocamentos horizontais desenvolvidos durante o colapso (9ª fase) também são apresentados na figura, sendo importante referir que a escala de cores representada se refere apenas às fases de escavação, visto que no

colapso os valores dos deslocamentos obtidos não têm significado físico. Este facto, mantém-se para todos resultados que são abordados ao longo deste capítulo. Através da análise desta figura, é possível constatar que:

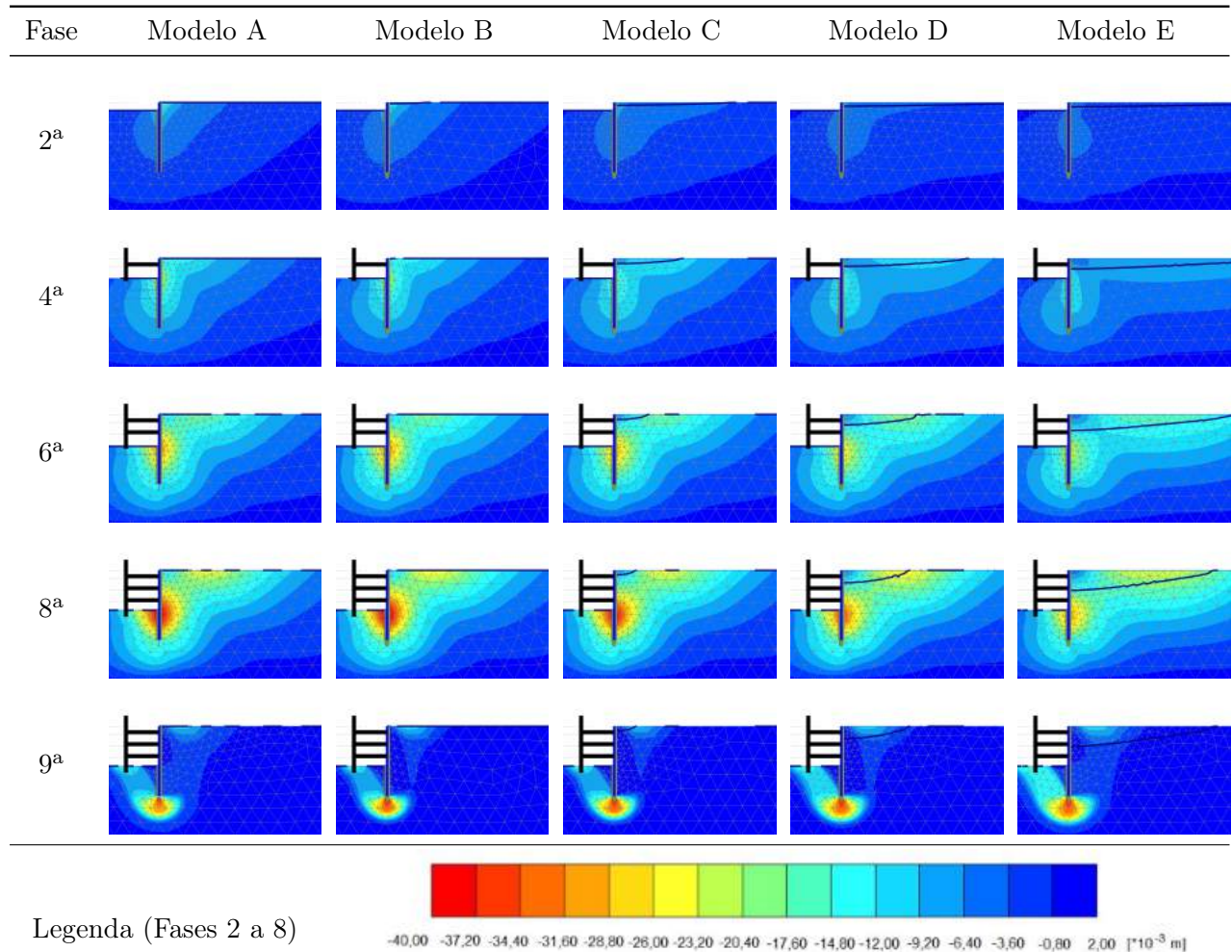


Figura 2.6: Deslocamentos horizontais em todas as fases de escavação e colapso (9^a fase)

- os maiores deslocamentos horizontais ocorrem ao nível da escavação junto à parede de contenção, tanto no lado passivo como no lado ativo;
- à medida que a escavação vai progredindo, os maiores deslocamentos vão ocorrer em zonas cada vez mais próximas do pé da cortina;
- verifica-se que à medida que a distância dNF aumenta, desenvolvem-se deslocamentos horizontais maiores à superfície do terreno devido ao maior rebaixamento do nível freático que consequentemente gera maiores forças de percolação horizontais nestas zonas, que forçam o solo a deslocar-se para a esquerda (de uma forma global), sendo este comportamento mais evidente à superfície;

- com base no ponto anterior é possível compreender que os modelos A, B e C têm maiores deslocamentos horizontais ao nível da escavação quando comparados com os dos modelos D e E, que, ao contrário dos três primeiros, apresentam maiores deslocamentos à superfície devido ao rebaixamento do nível freático;
- no colapso, o desenvolvimento destes deslocamentos é muito semelhante em todos os modelos, sendo que os maiores ocorrem em torno do pé da cortina.

2.5.4 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais que se desenvolvem no solo ao longo dos vários níveis de escavação e no colapso podem ser analisados através da figura 2.7, sendo possível constatar-se que:

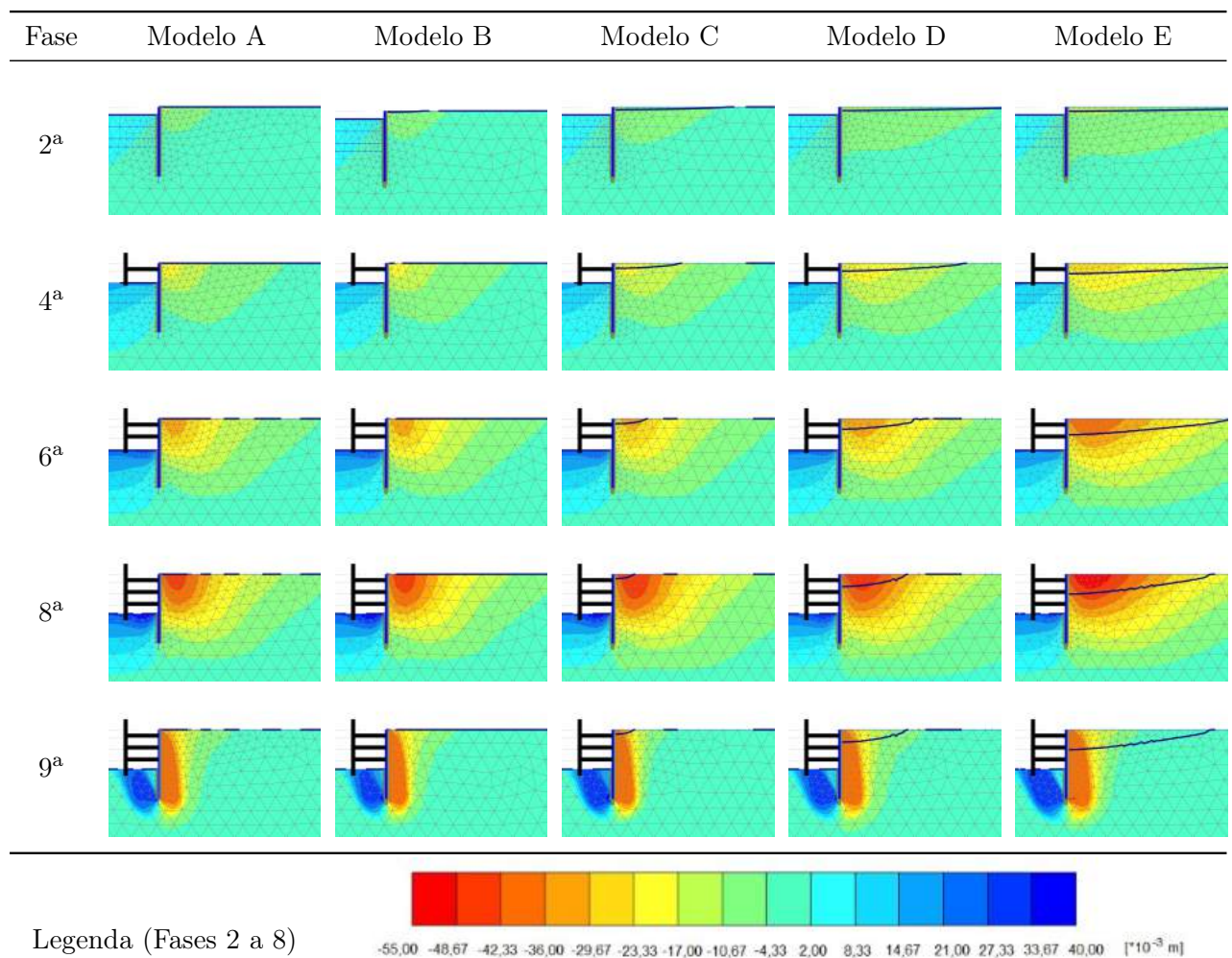


Figura 2.7: Deslocamentos verticais em todas as fases de escavação e de colapso (9^a fase)

- em todos os modelos ocorre empolamento do terreno no interior da escavação e assentamento na zona não escavada. Os deslocamentos verticais no lado não escavado, são tanto maiores, quanto maior for o valor de dNF ;
- nota-se que quanto maior é o valor de dNF , maiores são os deslocamentos verticais e maior é a zona afetada pelo assentamento. Tal parece ser consequência do aumento das tensões efetivas verticais, motivadas pelo rebaixamento do nível freático. Refere-se que, apesar de o modelo C apresentar menores deslocamentos que os modelos já referidos, é possível notar-se alguma influência da posição do nível freático;
- constata-se, que ao contrário do que acontece em relação ao assentamento do terreno, o empolamento é maior quanto menor for o valor de dNF ;
- no colapso o desenvolvimento destes deslocamentos é muito idêntico, no entanto, é possível ver que o mecanismo formado estende-se ligeiramente mais para a direita quanto maior é o valor de dNF . Nota-se o movimento descendente do solo ao longo da cortina no lado passivo e ascendente no lado ativo, tal como seria de esperar, visto que o fenómeno em análise é a rotura de fundo.

2.5.5 Deslocamentos totais

Tendo sido estudado a evolução dos deslocamentos horizontais e verticais, falta apenas analisar como se manifestam os deslocamentos totais durante as várias fases de escavação e o mecanismo formado no colapso, através da figura 2.8. A partir da análise desta figura é possível concluir que:

- em todas as fases de escavação, verifica-se a existência de mais deslocamentos nos modelos D e E. Em relação aos deslocamentos totais nos modelos A, B e C verifica-se que existe uma grande semelhança entre eles;
- ainda nas fases de escavação, verifica-se que os deslocamentos totais são maiores ao nível da escavação tanto no lado passivo como no ativo quando dNF é inferior a 60m (modelos A,B e C), sendo que para distâncias do nível freático à parede de contenção maiores, é constatado que os deslocamentos tendem a ser mais elevados à superfície (modelos D e E) devido ao rebaixamento do nível freático decorrente de um dNF grande;
- no colapso, os deslocamentos totais desenvolvidos em todos os modelos são muito parecidos, sendo que para um valor de dNF maior ou igual a 60 metros, há um ligeiro aumento dos mecanismos de colapso;
- ainda no colapso, verifica-se que os deslocamentos totais são maiores na zona abaixo do pé da cortina.

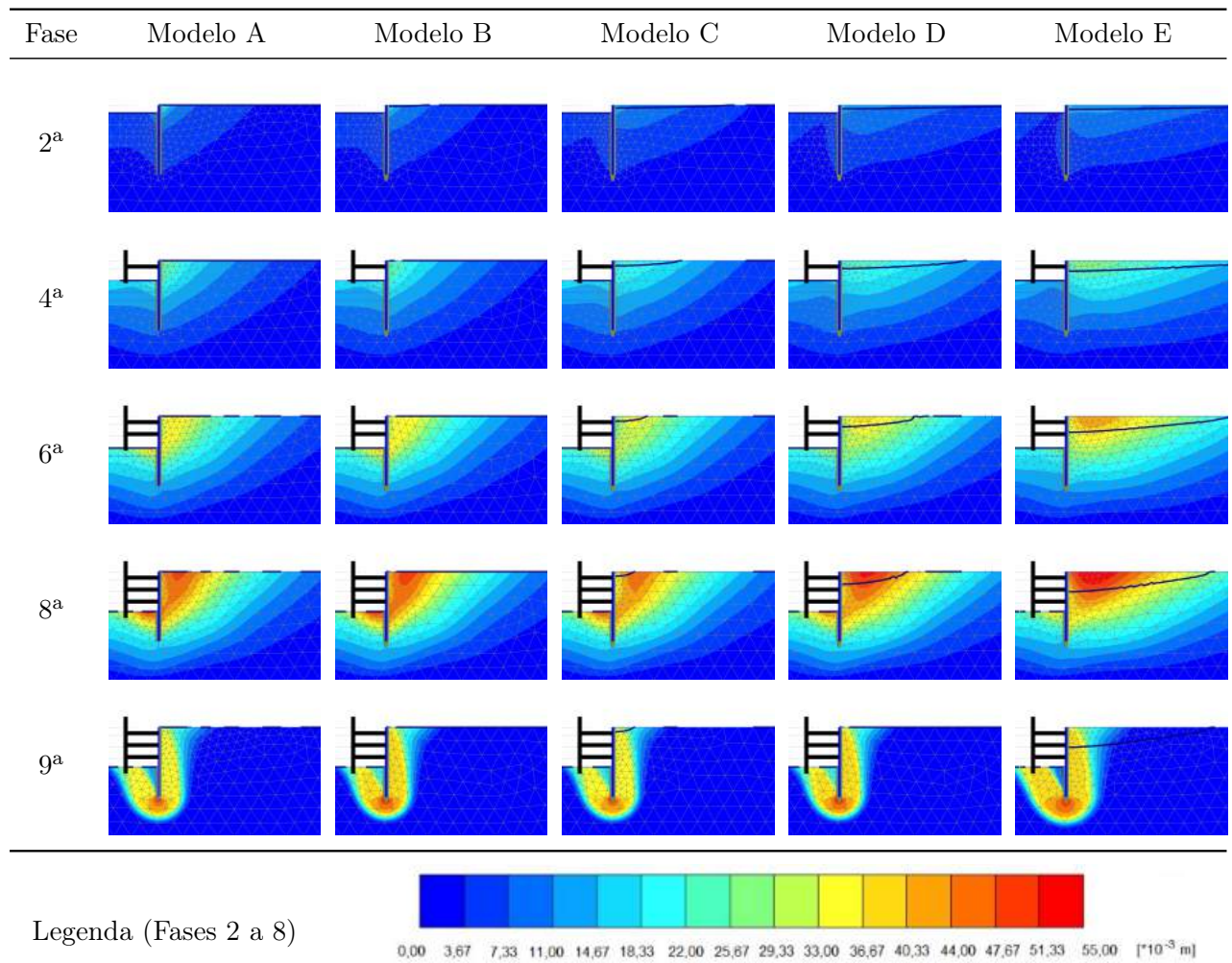


Figura 2.8: Deslocamentos totais em todas as fases de escavação e de colapso (9^a fase)

2.5.6 Deformada

A deformada do terreno e da parede de contenção nas fases de escavação e no colapso podem ser observadas na figura 2.9.

A observação da figura 2.9 permite concluir que:

- em todas as fases de escavação, a parede de contenção tem um comportamento flexível, o que pode ser constatado pela forma como esta se deforma. Este comportamento advém do valor de EI considerado;
- em todas as fases de escavação nota-se o empolamento do lado da escavação e um assentamento do lado não escavado;

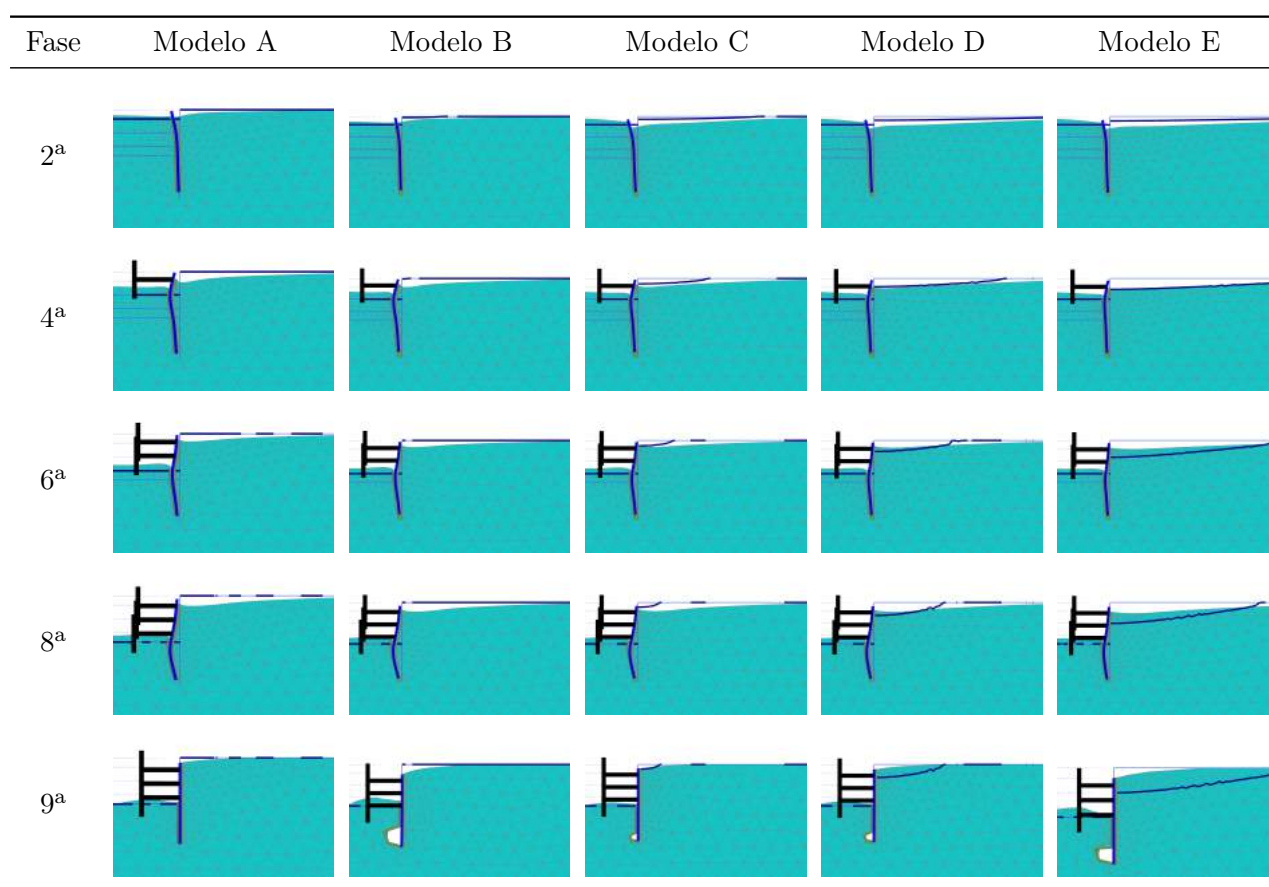


Figura 2.9: Deformada em cada fase de escavação e no colapso (9^a fase)

- verifica-se que o valor do dNF influencia ligeiramente os resultados obtidos, pois quanto maior é o seu valor, menor é o empolamento do lado escavado e maior é o assentamento do lado não escavado.

2.5.7 Pontos plásticos

A formação dos pontos plásticos em cada nível de escavação e no colapso, está presente na figura 2.10.

Através da figura 2.10, é possível constatar que:

- a plastificação do solo nas fases de escavação ocorre principalmente ao longo da interface solo-estrutura;
- À medida que a escavação decorre existe maior tendência para se desenvolverem pontos plásticos à superfície de cada nível escavado;

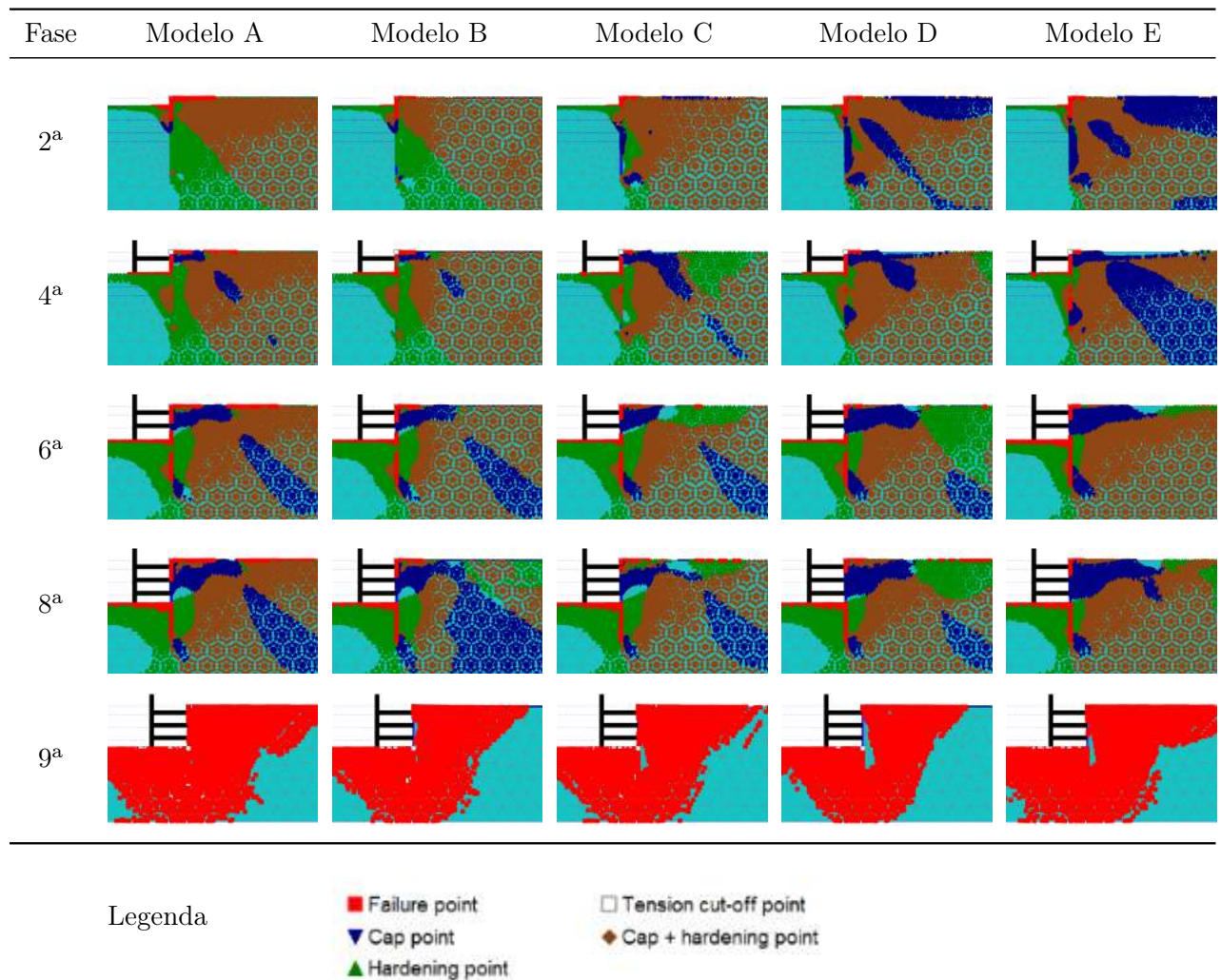


Figura 2.10: Pontos plásticos em todas as fases de escavação e no colapso (9ª fase)

- no colapso é visível o desenvolvimento total do mecanismo de rotura típico de um fenómeno de rotura de fundo. Em todos os modelos a superfície de rotura formada é similar.

2.5.8 Tensões de corte relativas

As tensões de corte relativas que se desenvolvem no terreno ao longo das fases em que se executa a escavação de cada nível e no colapso estão ilustradas na figura 2.11.

Através da observação da figura 2.11, é possível concluir que:

- em todos os modelos, as tensões de corte relativas são muito parecidas, tanto nas fases de escavação como no colapso;

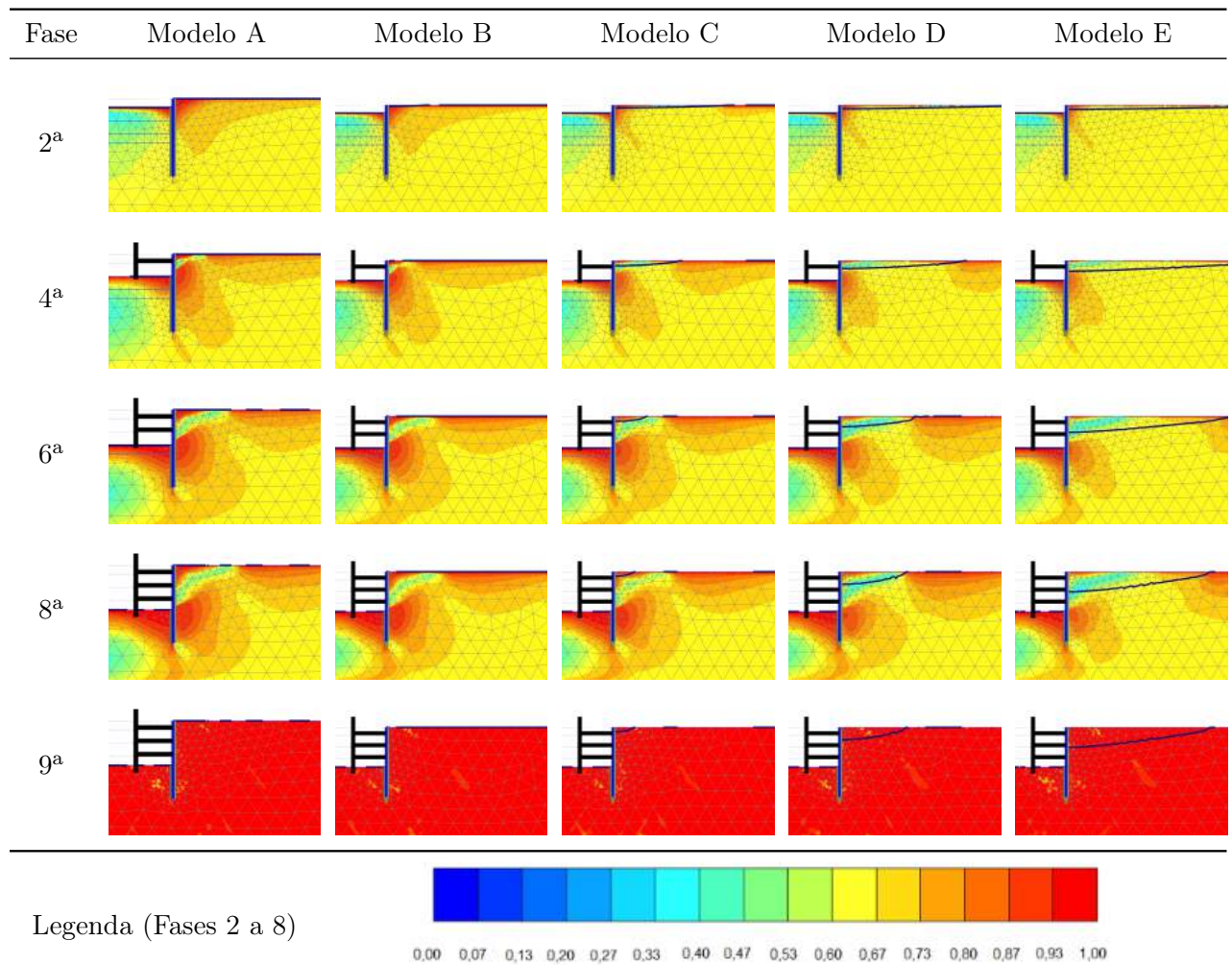


Figura 2.11: Tensões de corte relativas em todas as fases de escavação e no colapso (9^a fase)

- nas fases de escavação, as tensões de corte relativas mais elevadas distribuem-se ao longo da superfície do terreno, no tardo da parede de contenção e ao nível da escavação, tanto do lado ativo como no lado passivo;
- ainda em relação às fases de escavação, nota-se que quanto maior é o valor de dNF menores são as tensões de corte desenvolvidas. Nota-se uma diminuição destas tensões ao longo da superfície não escavada, no tardo da contenção e ao nível da escavação;
- no colapso, as tensões de corte desenvolvidas atingem um valor máximo ao longo de praticamente todo o solo.

2.5.9 Força nas escoras

A tabela 2.5 mostra o valor do esforço axial desenvolvido em cada escora, tanto nas fases de escavação como no colapso.

Tabela 2.5: Esforço axial nas escoras de cada modelo (kN/m)

Modelo	Escora		
A	1 ^a	2 ^a	3 ^a
2 ^a Escavação	161,45	-	-
3 ^a Escavação	32,153	482,584	-
4 ^a Escavação	48,596	372,52	476,817
Colapso	723,37	-4550,742	6600,35
B	1 ^a	2 ^a	3 ^a
2 ^a Escavação	161,80	-	-
3 ^a Escavação	33,30	487,27	-
4 ^a Escavação	51,595	379,228	476,908
Colapso	723,42	-4515,47	6558,73
C	1 ^a	2 ^a	3 ^a
2 ^a Escavação	140,17	-	-
3 ^a Escavação	34,30	472,661	-
4 ^a Escavação	55,786	375,68	470,00
Colapso	735,73	-4548,20	6602,75
D	1 ^a	2 ^a	3 ^a
2 ^a Escavação	122,256	-	-
3 ^a Escavação	36,134	425,21	-
4 ^a Escavação	58,58	344,40	427,02
Colapso	746,728	-4541,30	6602,26
E	1 ^a	2 ^a	3 ^a
2 ^a Escavação	106,10	-	-
3 ^a Escavação	32,33	366,31	-
4 ^a Escavação	53,824	302,95	362,34
Colapso	747,26	-4524,37	6587,13

A tabela 2.5 permite constatar que:

- o desenvolvimento das forças nas escoras é muito semelhante em todos os modelos;
- nas fases de escavação, quanto maior é o valor de dNF , menor é o esforço axial desenvolvido nas escoras;
- os maiores valores das forças que se desenvolvem nas escoras nos vários níveis de escavação, acontecem no modelo B;
- no colapso, existe grande similaridade entre os vários modelos, referindo-se que a escora mais solicitada é a 3^a e que a 2^a escora está à tração.

2.5.10 Ângulo de resistência ao corte no colapso

Conforme referido anteriormente, a partir do coeficiente de segurança determinado na fase de colapso, pode determinar-se o valor de $\phi'_{colapso}$. Ambos os valores (coeficiente de segurança e ângulo de resistência ao corte) são apresentados na tabela 2.6. Desta tabela conclui-se que:

Tabela 2.6: Valores de FS e $\phi'_{colapso}$ obtidos para os vários modelos

Modelo	FS	$\phi'_{colapso}$ [°]
A	3,08	10,63
B	3,05	10,74
C	3,07	10,66
D	3,22	10,17
E	3,44	9,53

- o modelo que conduz ao menor valor de $\phi'_{colapso}$ é o modelo E, ao passo que o modelo B é o que conduz ao maior valor de $\phi'_{colapso}$, sendo que em termos práticos, existe grande semelhança nos resultados obtidos;
- à semelhança do já observado durante o estudo das grandezas já mencionadas, o modelo A, B e C, apresentam grande semelhança, e só quando o dNF é igual ou superior a 60 m, é que é verificada a influência deste parâmetro.

Capítulo 3

Estudo paramétrico admitindo o comportamento elástico da parede

3.1 Introdução

Com base nos 5 modelos definidos a partir do caso-base, apresenta-se neste capítulo um estudo paramétrico com o intuito de compreender melhor o papel que a distância dNF tem no problema da rotura de fundo. Os parâmetros que vão ser estudados, admitindo o comportamento elástico da parede, são:

- rigidez à flexão da parede;
- comprimento da ficha;
- largura da escavação.

A escolha destes parâmetros teve em conta os resultados obtidos por Aleixo (2015) e Andrade Viana et al. (2016), que mostraram serem estes os mais relevantes para a questão da rotura de fundo.

3.2 Influência da rigidez à flexão da parede

Os cálculos realizados no capítulo anterior consideraram uma rigidez à flexão igual a $160E3 \text{ kNm}^2/m$, correspondente à de uma parede de betão armado com 40cm de largura. Verificou-se, no entanto, que na fase de redução $c'-\phi'$, para determinação dos parâmetros de resistência do solo no colapso, o cálculo só convergia após um número muito elevado de passos de cálculo, e

que tal se devia provavelmente à flexibilidade da cortina. Deste modo, atendendo ao fato de o principal objetivo do trabalho ser a determinação do valor de ϕ' no colapso, decidiu-se proceder a novo conjunto de cálculos, idênticos aos apresentados no capítulo 2, mas com rigidez à flexão 1000 vezes superior. A figura 3.1 mostra, para o caso dos cálculos do modelo A, que os valores de FS são idênticos e que o resultado é obtido com recurso a menos passos de cálculo quando é considerado o $1000EI_{cb}$, em vez do EI_{cb} .

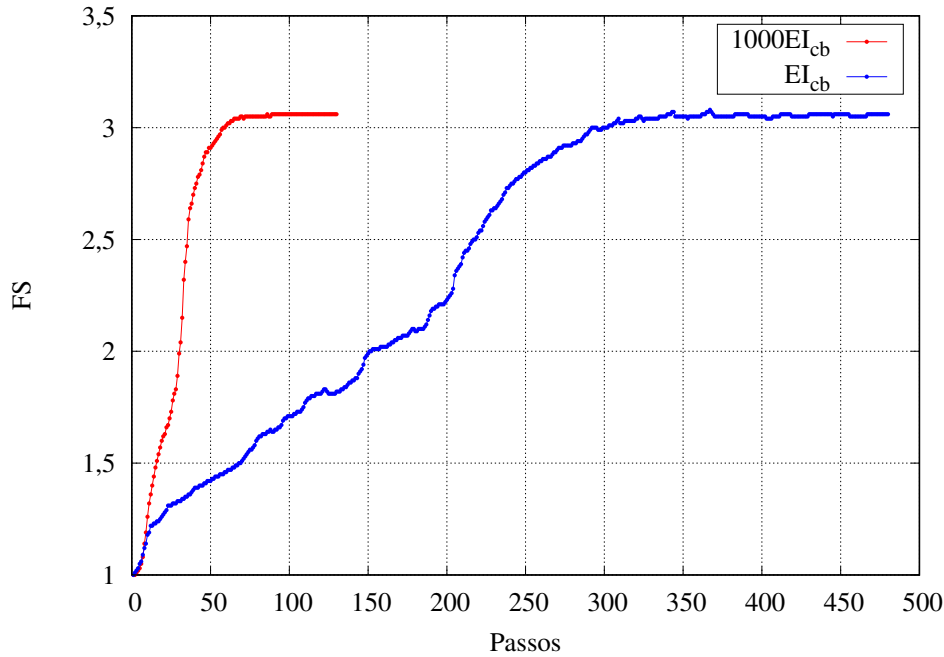


Figura 3.1: FS obtido com EI_{cb} e $1000EI_{cb}$ no modelo A

3.2.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

A tabela 3.1 mostra os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para EI_{cb} , já apresentados na tabela 2.6 e para $1000EI_{cb}$, para os diferentes modelos em análise.

Tabela 3.1: Valores de $\phi'_{colapso}$ em graus, obtidos considerando EI_{cb} e $1000EI_{cb}$

Modelo	EI_{cb}	$1000EI_{cb}$
A	10,63	10,67
B	10,74	10,79
C	10,66	10,70
D	10,17	10,22
E	9,53	9,55

Através da observação da tabela 3.1 é possível concluir que o valor de EI agora considerado

não introduz alterações significativas no valor de $\phi'_{colapso}$ obtido. Como referido, isto é devido ao fato do colapso da escavação ocorrer por plastificação do solo, e portanto a rigidez da parede não influencia a segurança da escavação em relação à rotura de fundo.

3.2.2 Deslocamentos totais

A figura 3.2, mostra os deslocamentos totais no colapso para os diferentes modelos e para EI_{cb} e $1000EI_{cb}$, a partir dos quais se pode inferir os mecanismos de rotura do solo.

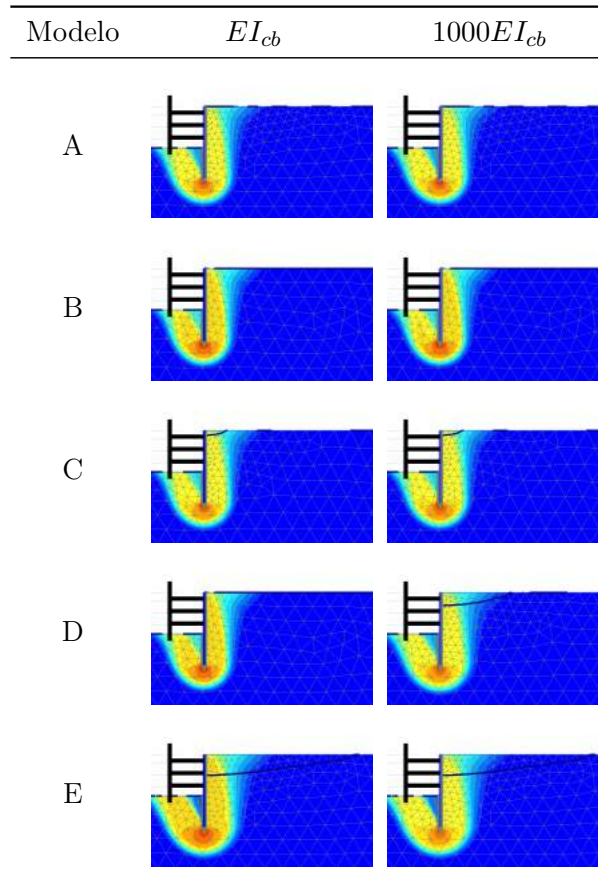


Figura 3.2: Deslocamentos totais obtidos no colapso com EI_{cb} e $1000EI_{cb}$

A observação da figura 3.2 permite concluir que o mecanismo de rotura da escavação, representado com recurso aos deslocamentos totais, é muito semelhante nos dois casos em análise, e portanto considera-se que o valor de EI adotado não influencia os resultados.

3.2.3 Deformada

As deformadas obtidas quando é considerado uma rigidez à flexão da parede igual a EI_{cb} e $1000EI_{cb}$ encontram-se na figura 3.3.

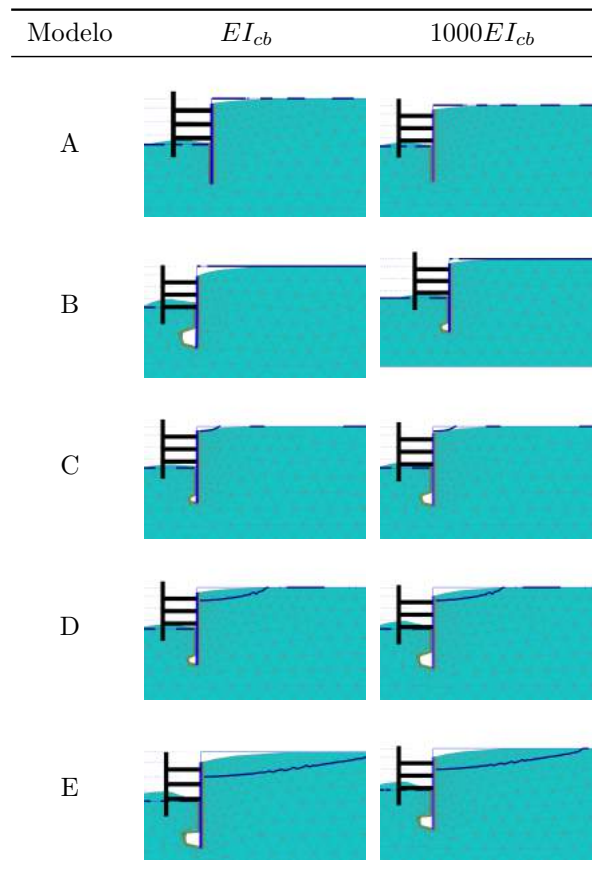


Figura 3.3: Deformada obtida no colapso com EI_{cb} e $1000EI_{cb}$

Ao nível das deformadas desenvolvidas no colapso, confirma-se que o valor de EI considerado não introduz alterações significativas.

3.2.4 Pontos plásticos

A figura 3.4 mostra os pontos plásticos desenvolvidos no colapso da escavação.

Esta figura, permite novamente concluir que o valor de EI considerado não influencia os resultados obtidos no colapso.

3.2.5 Observações

Concluiu-se que o valor de EI da parede de contenção (com comportamento elástico) não é um parâmetro que influencie os resultados obtidos no colapso. Assim, as restantes análises paramétricas que vão ser abordadas neste capítulo, consideram a utilização de um EI igual a $1000EI_{cb}$, visto que os resultados são obtidos com recurso a menos passos de cálculo, exigindo

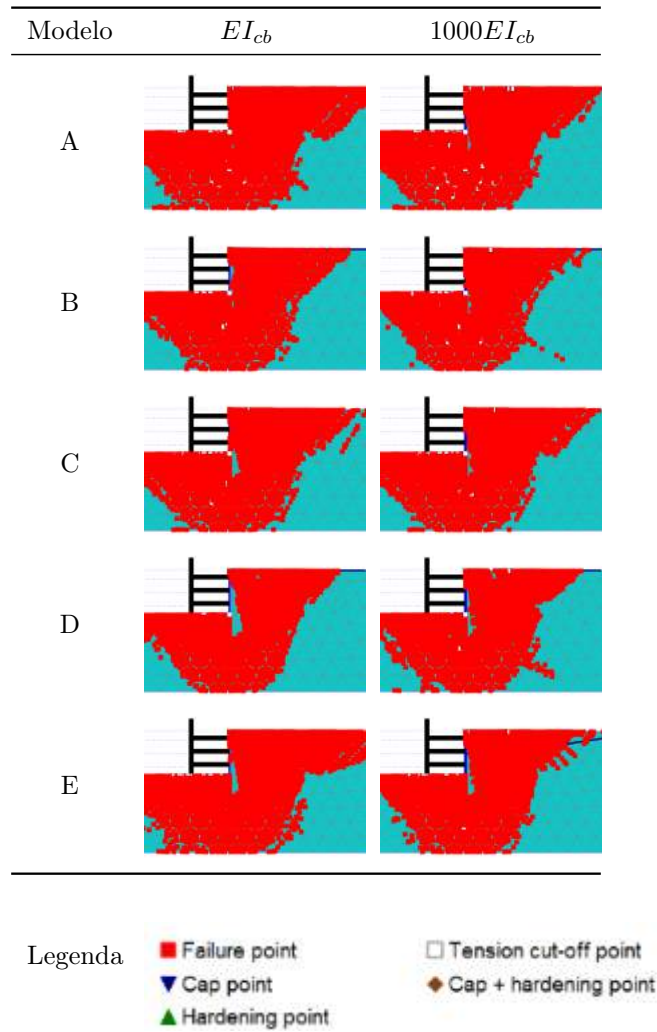


Figura 3.4: Pontos plásticos obtidos no colapso com EI_{cb} e $1000EI_{cb}$

menor esforço computacional e tempo de cálculo.

3.3 Influência da ficha

Com vista a determinar a influência que a variação do comprimento da ficha provoca ao nível da segurança da escavação em relação à sua rotura de fundo, foram consideradas fichas com 3m, 4m, 5m, 6m, 7,5m (caso base), 8,5m e 9m. Os cálculos foram realizados para os diferentes modelos (A a E), que se distinguem pelos diferentes valores de dNF e que estão indicados na tabela 2.4.

3.3.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

Na figura 3.5 mostram-se os resultados dos ângulos de resistência ao corte no colapso em função dos valores da ficha, para os diferentes modelos considerados.

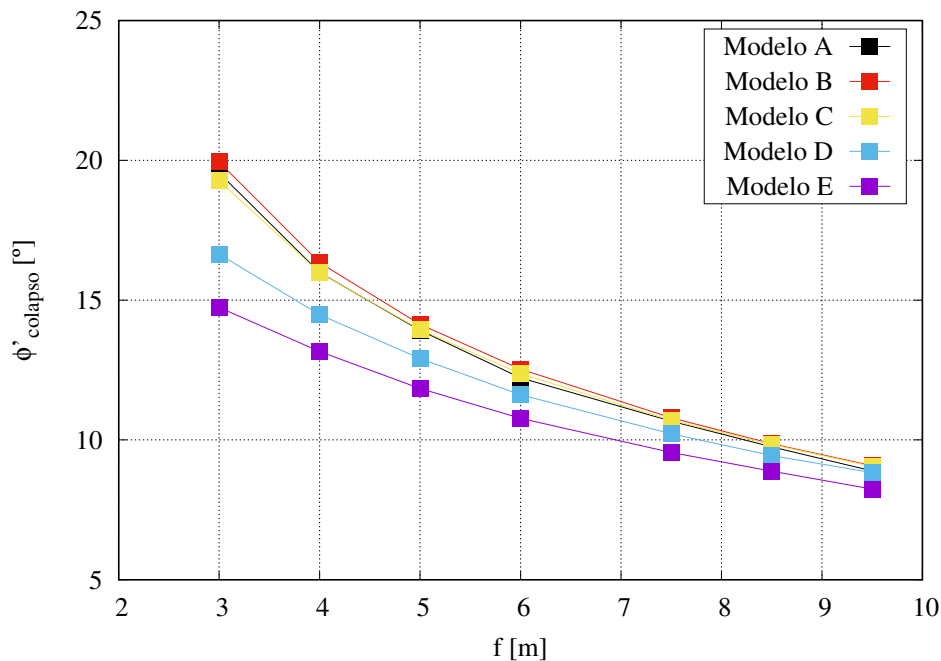


Figura 3.5: Influência da ficha nos valores de $\phi'_{colapso}$

Como era expectável, o aumento da ficha conduz a menores valores de $\phi'_{colapso}$, o que se traduz em maiores fatores de segurança. O modelo B é o que conduz a maiores valores de $\phi'_{colapso}$, e o modelo E o que conduz a menores valores de $\phi'_{colapso}$ (conclusão semelhante à obtida na secção 2.5.10). A influência que o comprimento da ficha tem no ângulo de resistência ao corte no colapso é maior nos modelos A, B e C do que nos modelos D e E (as curvas obtidas nestes dois modelos são menos inclinadas, do que as dos outros 3 modelos). É também importante notar-se que a diferença entre os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para cada modelo é cada vez maior à medida que a ficha diminui.

3.3.2 Deslocamentos totais

A figura 3.6 permite analisar a forma como se desenvolvem os deslocamentos totais no terreno para as fichas consideradas na fase de colapso e, consequentemente, o mecanismo que se forma quando ocorre rotura de fundo. A observação desta figura possibilita concluir que:

- quanto maior é o valor da ficha (e menor é o valor de $\phi'_{colapso}$), maior é o volume de solo

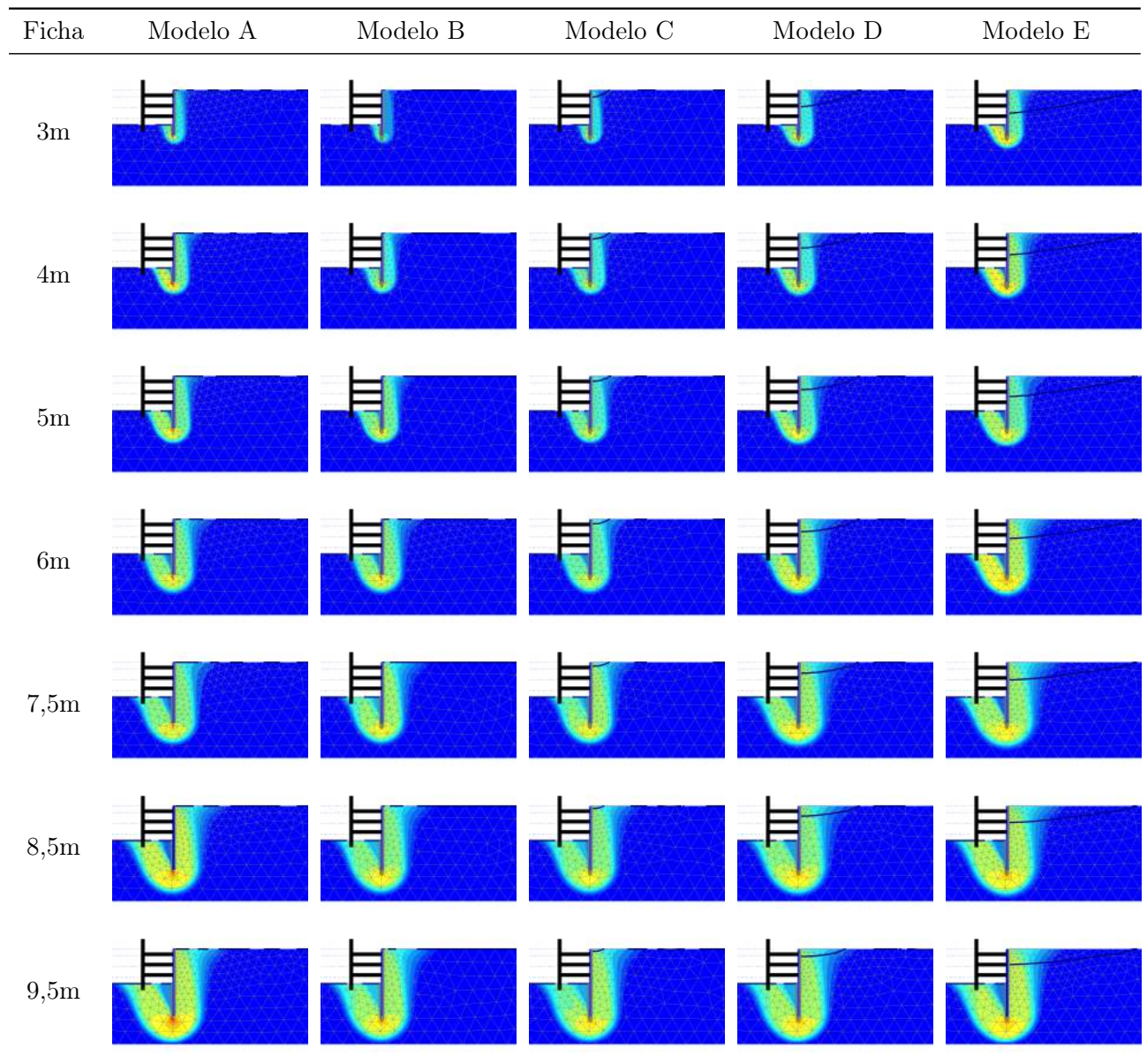


Figura 3.6: Deslocamentos totais no colapso para cada uma das fichas consideradas

envolvido nos mecanismos;

- o valor de dNF tem maior influência nos mecanismos desenvolvidos, quando são consideradas fichas menores (3m, 4m, 5 m e 6m) e menor influência quando são consideradas fichas maiores (7,5m, 8,5m e 9,5m). Em todas as fichas consideradas, verifica-se que o modelo B é aquele para o qual o mecanismo envolve menor volume de solo, seguindo-se por esta ordem os modelos A,C,D e E.

3.3.3 Pontos plásticos

A figura 3.7 mostra a forma como é desenvolvido o mecanismo de rotura do solo, com base nos pontos plásticos, para as diferentes fichas consideradas. A análise desta figura, permite confirmar as conclusões referidas em 3.3.2:

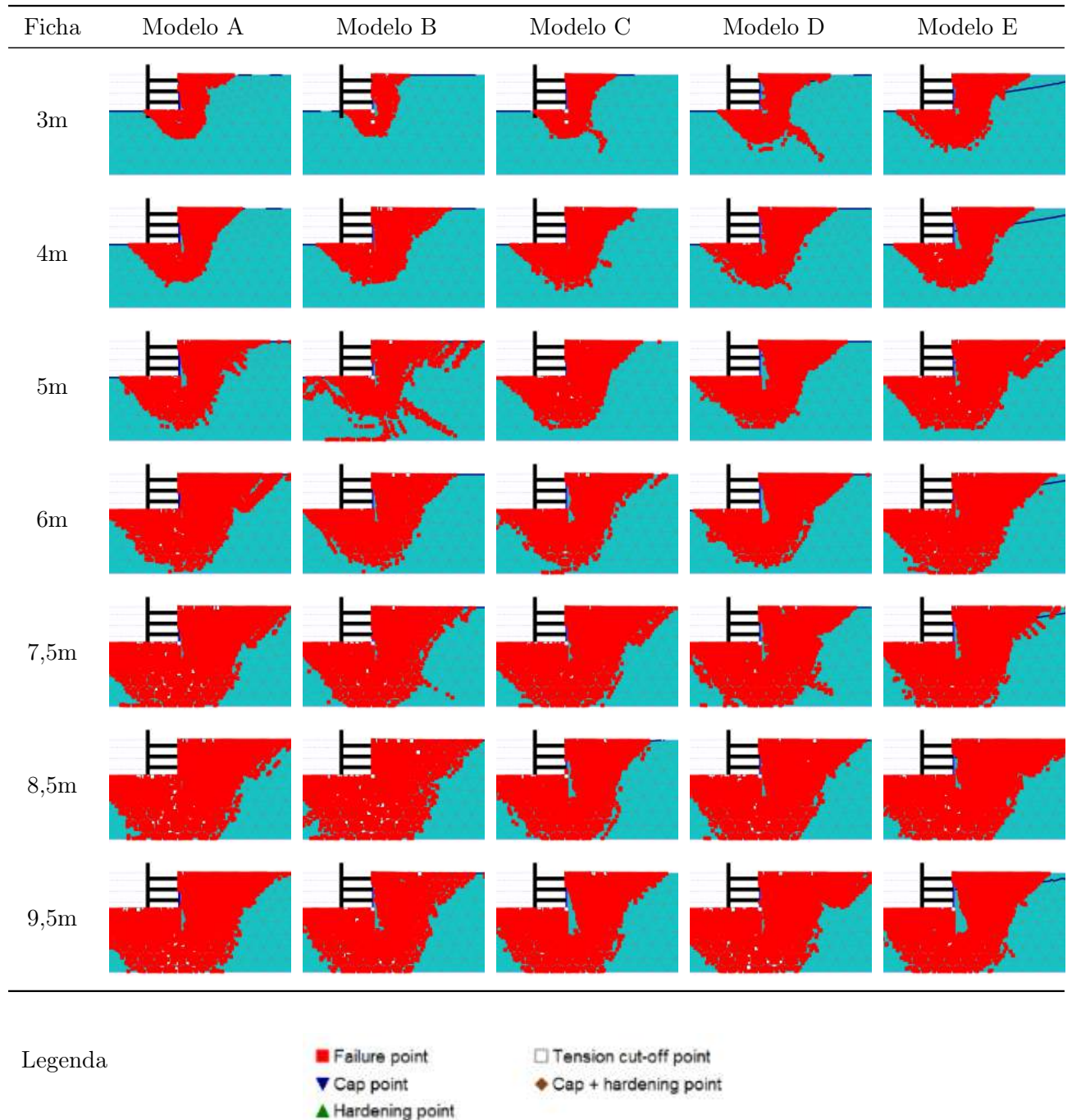


Figura 3.7: Pontos plásticos no colapso para cada uma das fichas consideradas

3.4 Influência da largura da escavação

Para o estudo da influência que a largura da escavação tem relativamente à rotura de fundo da mesma, foram consideradas larguras de 3,25m, 7,5m, 10m, 13m, 16,5m e 20m (caso base). Note-se que a largura mínima estudada corresponde a uma situação limite, visto que abaixo deste valor não foi possível, para o modelo B, terminar a fase 8 (última fase de escavação) devido a problemas numéricos.

3.4.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

Na figura 3.8, mostram-se os resultados dos ângulos de resistência ao corte no colapso em função dos valores da largura, para os diferentes modelos considerados.

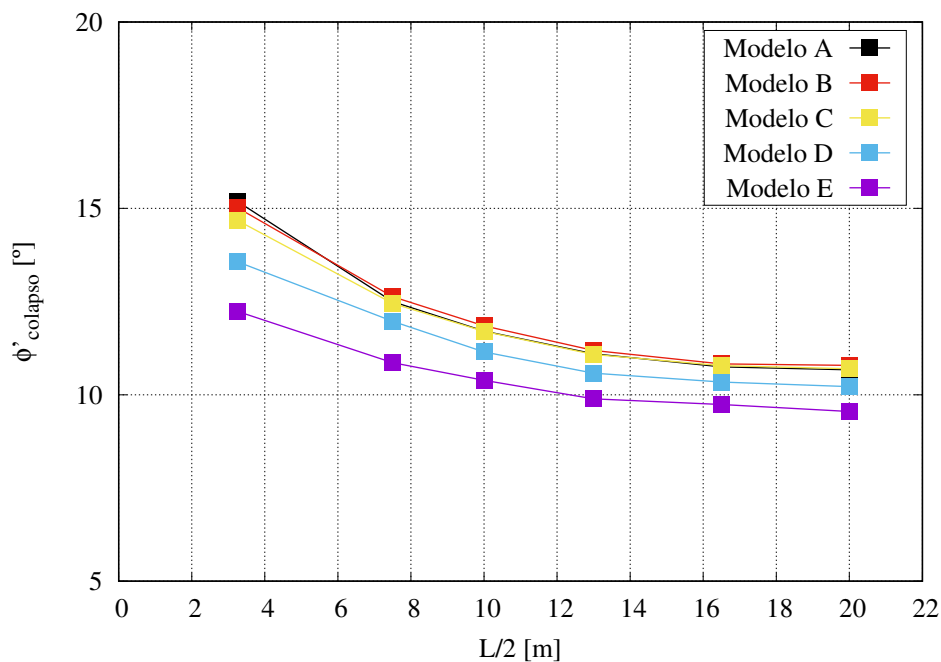


Figura 3.8: Influência da largura nos valores de $\phi'_{colapso}$

Tal como é observável nesta figura, quanto menor for a largura da escavação, maior é o valor do ângulo de resistência ao corte no colapso. Nota-se que quanto menor é a largura considerada, maior é a diferença entre os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos nos diferentes modelos e portanto, maior importância tem o valor de dNF . À semelhança do que acontecia na figura 3.5, verifica-se que a influência que a variação da largura da escavação tem na obtenção de $\phi'_{colapso}$ é menor nos modelos D e E, pois as curvas obtidas são menos inclinadas do que as dos modelos A, B e C.

3.4.2 Deslocamentos totais

A figura 3.9, mostra os deslocamentos totais no colapso para os diferentes modelos em função dos valores adotados para a largura da escavação e, conseqüentemente, os respectivos mecanismos de rotura.

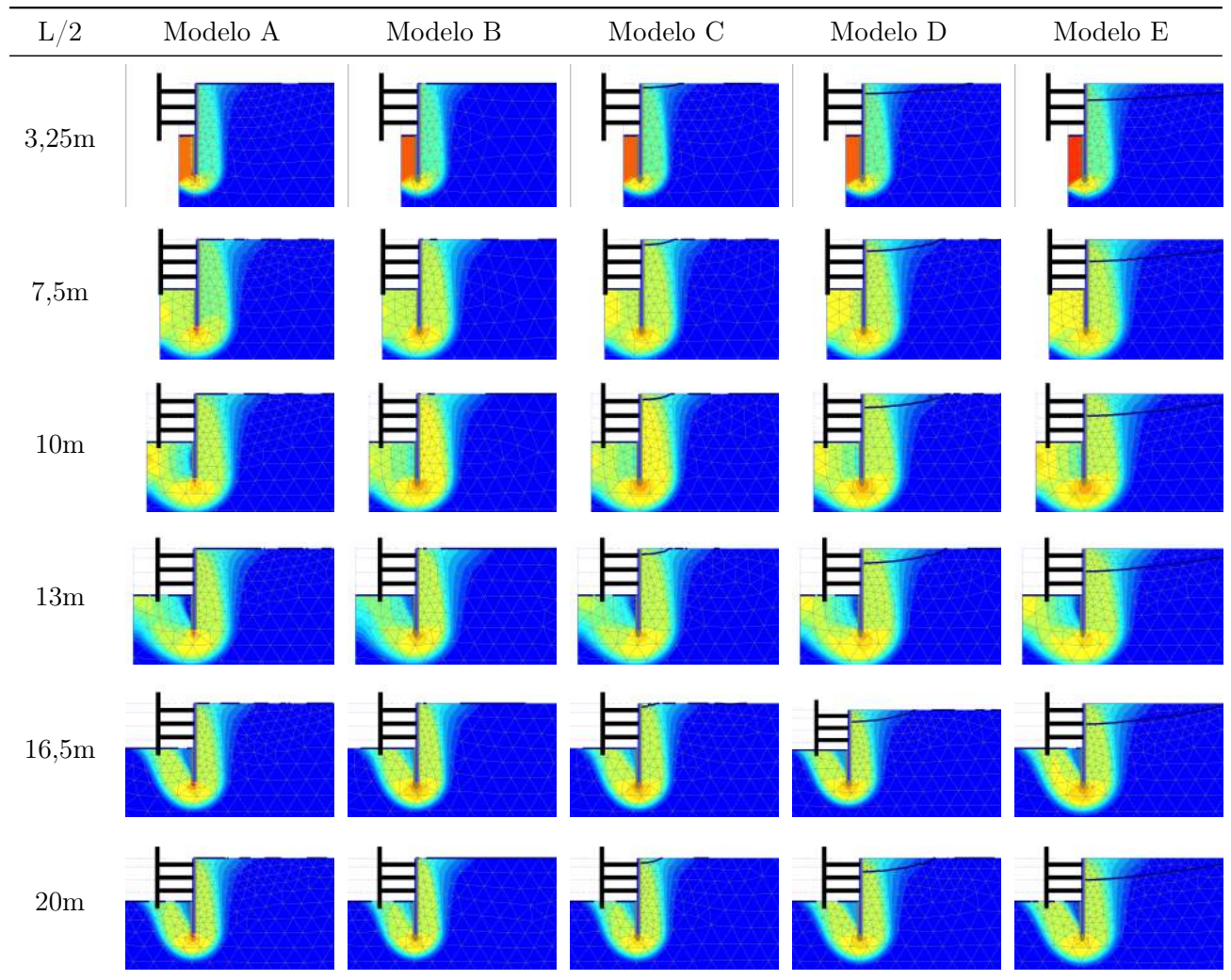


Figura 3.9: Deslocamentos totais no colapso para cada uma das larguras consideradas

A observação da figura 3.9 permite concluir que:

- quando a largura da escavação tem o menor valor considerado (3,25m), é notório que os maiores deslocamentos se encontram no lado passivo e desenvolvem-se desde a superfície da escavação até ao pé da cortina;
- quando o valor de $L/2$ é maior que 3,25m e menor que 16,5m, verifica-se que o desenvolvimento dos mecanismos de colapso está condicionado pela pequena distância que existe entre o estrato rígido e a ficha;

- verificam-se mais deslocamentos no lado passivo a partir dos 3,25m até aos 13m que deixam de ser visíveis em larguras superiores a esta. Isto é devido ao fato dos mecanismos formados nestes casos estarem limitados pelo eixo de simetria, onde os deslocamentos verticais são livres mas os horizontais estão bloqueados (não há, portanto, o desenvolvimento normal dos mecanismos de colapso);
- em todas as larguras de escavação consideradas, à exceção dos 3,25m, os maiores deslocamentos encontram-se abaixo do pé da cortina;
- nota-se que nos casos em que a largura é inferior a 13m, os mecanismos desenvolvidos (em todos os modelos) são progressivamente maiores, sendo que a partir deste valor os mecanismos são menores que os já referidos. Isto acontece pois, no caso em que $L/2=16,5\text{m}$ e $L/2=20\text{m}$, existe largura suficiente para que os mecanismos não sejam influenciados pelo eixo de simetria;
- dos pontos referidos acima e analisando o gráfico 3.8, torna-se razoável assumir que a razão pela qual os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos em cada modelo a partir do $L/2=16,5\text{m}$ serem tão próximos advém de nestes casos os resultados não estarem influenciados pela distância ao estrato rígido, nem pelo eixo de simetria. Nota-se também grande semelhança entre os mecanismos obtidos quando é considerada uma largura $L/2=16,5\text{m}$ e $L/2=20\text{m}$, pois a rede de percolação entre os dois casos é muito semelhante, tal como indica a figura 3.10;

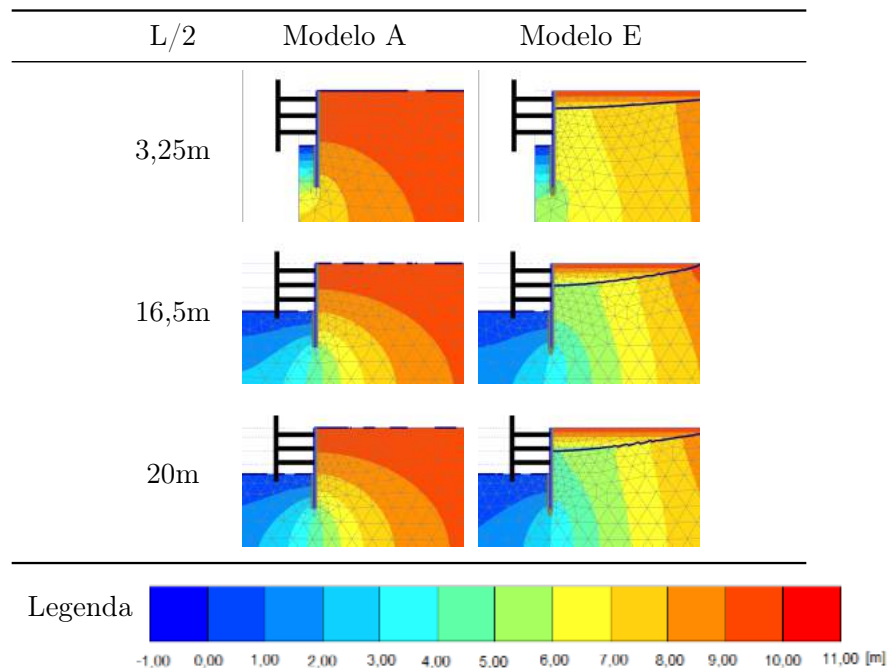


Figura 3.10: Carga hidráulica no modelo A e E para $L/2=3,25\text{m}$, $L/2=16,5\text{m}$ e $L/2=20\text{m}$

- o valor de dNF , faz com que nos modelos D e E os mecanismos se prolonguem mais para o lado direito do que o verificado nos modelos A, B e C.

3.4.3 Pontos plásticos

A figura 3.11 mostra a forma como é desenvolvido o mecanismo de rotura do solo, com base nos pontos plásticos, para as diferentes larguras de escavação consideradas.

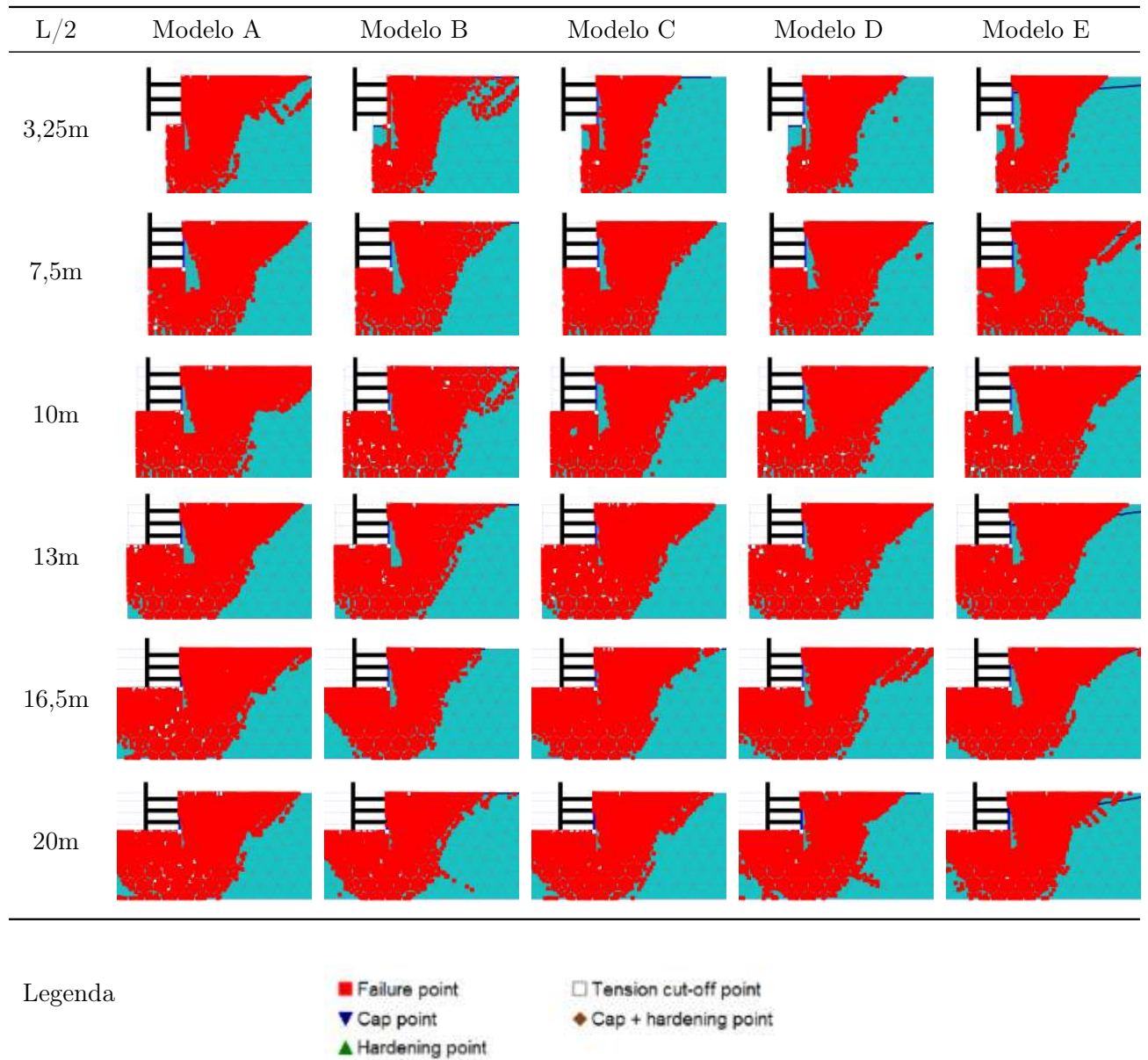


Figura 3.11: Pontos plásticos no colapso para cada uma das larguras consideradas

A análise da figura 3.11, permite concluir:

- quanto maior é a largura de escavação em análise, maior é o mecanismo de rotura;
- o dNF não apresenta grande influência no desenvolvimento dos pontos plásticos.

Refere-se que no seguinte capítulo, a parede de contenção vai ter um comportamento plástico e não se irá proceder a mais cálculos considerando a parede como elástica, visto que o estudo da rotura de fundo admitindo este tipo de comportamento já está suficientemente documentado nos trabalhos realizados por Aleixo (2015) e por Andrade Viana et al. (2016) e que, com base no capítulo 2 e 3 foi possível concluir qual a influência da consideração de uma distância dNF na rotura de fundo de uma escavação.

Capítulo 4

Estudo paramétrico admitindo o comportamento plástico da parede

4.1 Introdução

Neste capítulo é apresentada a análise paramétrica em que é considerado o comportamento plástico da parede de contenção, atribuindo à parede valores de M_{pl} e N_{pl} (momento plástico e esforço axial plástico) para os quais ocorre a sua plastificação. As características adotadas para a parede são as correspondentes a estacas-prancha do tipo Larssen (ThyssenKrupp, 2010).

Os parâmetros que vão ser estudados, são:

- momento plástico;
- rigidez à flexão;
- comprimento da ficha.

4.2 Definição das secções de estacas-prancha adotadas e cálculo de M_{pl} e N_{pl}

Para obter os valores de M_{pl} e N_{pl} necessários para modelar a parede de contenção da escavação, foi necessário:

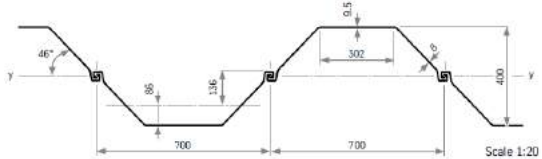
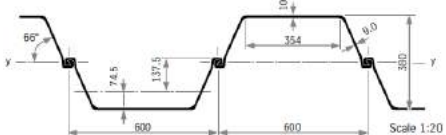
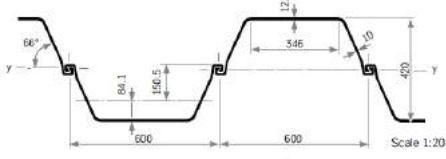
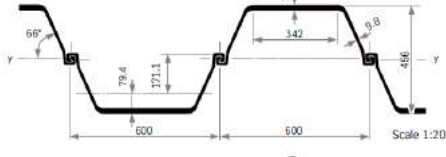
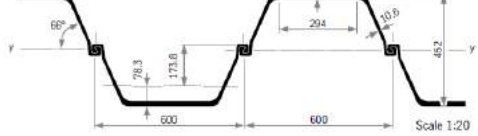
- definir e caracterizar os perfis Larssen utilizados;
- classificar os perfis utilizados;

- definir os tipos de aço utilizados;
- definir o valor de β_β .

4.2.1 Perfis Larssen escolhidos

Foram consideradas 5 secções Larssen diferentes, cujas especificações se encontram na tabela 4.1 e que foram obtidas a partir de ThyssenKrupp (2010).

Tabela 4.1: Especificações das secções Larssen (ThyssenKrupp, 2010)

Secção Larssen	W_{pl} [cm ³ /m]	A_L [cm ²]	I_L [cm ⁴]	E [GPa]	EI_L [kNm ² /m]	EA_L [kN/m]	Geometria
703	1460	122,9	24200	200	48400	2458000	
604n	1862	156,7	30400	200	60800	3134000	
605k	2386	184,1	42630	200	85260	3682000	
628	3196	210,8	63380	200	126760	4216000	
607n	3620	241,7	72320	200	144640	4834000	

4.2.2 Determinação dos valores de M_{pl} e N_{pl}

Segundo o Eurocódigo 3 (EN1993-5, 2007), o valor de M_{pl} é calculado através das seguintes equações:

$$M_{pl} = M_{c,Rd} \quad (4.1)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{\beta_{\beta} W_{pl} f_y}{\gamma_{MO}}, \text{ se for de classe 2} \quad (4.2)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{\beta_{\beta} W_{el} f_y}{\gamma_{MO}}, \text{ se for de classe 3} \quad (4.3)$$

Segundo o Eurocódigo 3 (EN1993-5, 2007), o valor de N_{pl} é calculado através da seguinte equação:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.4)$$

Para calcular o valor de M_{pl} , segundo as equações 4.1, 4.2, 4.3, é necessário classificar cada secção segundo a figura 4.1 (EN1993-5, 2007).

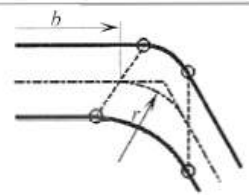
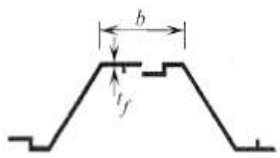
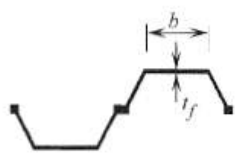
Classification	Z-profile	U-profile					
							
Class 1	<ul style="list-style-type: none">- the same boundaries as for class 2 apply- a rotation check has to be carried out						
Class 2	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 45$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 37$					
Class 3	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 66$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 49$					
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y [N/mm ²]	240	270	320	355	390	430
	ϵ	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74
Key: b : width of the flat portion of the flange, measured between the corner radii, provided that the ratio r/t_f is not greater than 5,0; otherwise a more precise approach should be used; t_f : thickness of the flange for flanges with constant thickness; r : midline radius of the corners between the webs and the flanges; f_y : yield strength.							
Note: For class 1 cross-sections it should be verified that the plastic rotation provided by the cross-section is not less than the plastic rotation required in the actual design case. Guidance for this verification (rotation check) is given in Annex C.							

Figura 4.1: Classificação das secções (EN1993-5, 2007)

Através da análise da figura 4.1, conclui-se que as secções Larssen são perfis em U. O valor de ϵ indicado nesta figura depende de f_y , que se indica na tabela 4.2, em função do tipo de aço.

Tabela 4.2: Tipos de aço disponíveis para executar cortinas de estacas-prancha (EN1993-5, 2007)

Nome do aço segundo a EN10027	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
<i>S240GP</i>	240	340
<i>S270GP</i>	270	410
<i>S320GP</i>	320	440
<i>S355GP</i>	355	480
<i>S390GP</i>	390	490
<i>S430GP</i>	430	510

Na tabela 4.3 mostram-se as grandezas necessárias para classificar as secções Larssen, o resultado dessa classificação de acordo com a figura 4.1, os valores de β_β (obtidos a partir da tabela 4.4, admitindo as condições mais desfavoráveis e que a parede de contenção de estacas-prancha é do tipo singular com mais que um nível de suporte, pelo que o valor de β_β a utilizar é 0,65) e os valores de M_{pl} e N_{pl} .

Tabela 4.3: Classificação das secções Larssen e respectivos valores de M_{pl} e N_{pl}

Perfil Larssen	b [mm]	t_f [mm]	f_{yd} [N/mm ²]	ϵ	Classe	β_β	M_{pl} [kNm/m]	N_{pl} [kN/m]
703	302	9,5	270	0,93	2	0,65	256,23	3318,3
604n	354	10	270	0,93	2	0,65	326,78	4230,9
703	302	9,5	390	0,78	2	0,65	370,11	4793,1
604n	354	10	320	0,86	2	0,65	387,30	5014,4
605k	346	12,2	270	0,93	2	0,65	418,74	4970,7
628	342	16,3	240	0,99	2	0,65	498,58	5059,2
628	342	16,3	270	0,93	2	0,65	560,90	5691,6
607n	294	19	270	0,93	2	0,65	635,31	6525,9
628	342	16,3	320	0,86	2	0,65	664,77	6745,6
628	342	16,3	430	0,73	2	0,65	893,28	9064,4
607n	294	19	430	0,73	2	0,65	1011,79	10393,1

Refere-se que o Eurocódigo 3 (EN1993-5, 2007), recomenda que o coeficiente parcial de segurança γ_{M0} , utilizado nas equações 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4, seja 1,00, 1,10 ou 1,25. Neste caso adotou-se γ_{M0} igual a 1,00.

4.3 Influência da variação de M_{pl} com EI_{real} e EI_{grande} .

No capítulo 3 foi concluído que o valor de EI tem reduzida influência nos resultados obtidos quando a parede é considerada elástica. Provavelmente a variação deste parâmetro também não terá influência nos resultados, quando é admitida a possibilidade da parede plastificar. Para o confirmar, vai ser estudado nesta secção a influência que a variação de M_{pl} tem na segurança da escavação, considerando em paralelo a utilização de uma rigidez à flexão igual a EI_{real} , que

Tabela 4.4: Definição do valor de β_β (EN1993-5, 2007)

Type of U-pile unit	Number of structural support levels (see Note 1)	Reduction factors β_B and β_D referred to in 5.2.2 (2); 5.2.2 (9); 5.2.3 (2); 6.4 (3) (see Notes 2, 3, 4, and 5)					
		Highly unfavourable conditions (see Note 6)		Unfavourable conditions (see Note 7)		Favourable conditions (see Note 8)	
		β_B	β_D	β_B	β_D	β_B	β_D
Singles or uncrimped doubles	0	0,40	0,30	0,50	0,35	0,60	0,40
	1	0,55	0,35	0,60	0,40	0,70	0,45
	>1	0,65	0,45	0,70	0,50	0,80	0,55
Crimped or welded doubles	0	0,70	0,60	0,75	0,65	0,80	0,70
	1	0,80	0,70	0,85	0,75	0,95	0,80
	>1	0,90	0,80	0,95	0,85	1,00	0,90

corresponde a EI_L , indicada na tabela 4.1, e uma rigidez à flexão igual a EI_{grande} , cujo valor é $2E6 \text{ kNm}^2/m$. A razão pela qual foi utilizado um valor de EI igual a $2E6 \text{ kNm}^2/m$ e não $160E6 \text{ kNm}^2/m$ que corresponde ao $1000EI_{cb}$, usado no capítulo 3, foi devido a este último conduzir a problemas numéricos nas últimas fases de escavação. Note-se que a utilização de um EI igual a $2E6 \text{ kNm}^2/m$, garante que o comportamento da parede se mantém rígido (exigindo menos passos de cálculo).

4.3.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso.

Os resultados dos ângulos de resistência ao corte no colapso obtidos para as secções Larssen consideradas e respetivos valores de M_{pl} , (apresentados na tabela 4.3) estão representados na figura 4.2. Como se vê na tabela 4.3, os valores de M_{pl} atingem, no máximo, cerca de 1000 kNm/m . Para este valor ainda ocorre a plastificação da parede, pelo que os restantes resultados que constam na figura 4.2 foram obtidos para valores de M_{pl} superiores (até cerca de 16000 kNm/m), tendo-se verificado que a partir dos 10000 kNm/m (aproximadamente) não há, já, plastificação da cortina. Os valores de M_{pl} superiores a 1000 kNm/m não foram obtidos recorrendo às secções Larssen, pelo que estes valores de M_{pl} correspondem a outros tipos de cortina, eventualmente de outros materiais. De forma simplificada, estes valores de M_{pl} foram obtidos multiplicando os valores de M_{pl} que constam da tabela 4.3 por 5, 10, 15, 20 e 50. Desta forma foram atingidos valores de $\phi'_{colapso}$, em que não houve plastificação da parede e que se desenvolvem segundo um patamar constante, que foi designado como "patamar elástico".

Note-se que os valores utilizados para a definição da figura 4.2 foram obtidos considerando um valor de dNF nulo (Modelo A). Nesta figura são apresentadas duas linhas que definem o valor de $\phi'_{colapso}$ obtido quando a parede tem um comportamento elástico. A linha a castanho identifica o valor de $\phi'_{colapso}$ obtido a partir do caso base e, portanto, com uma rigidez à flexão igual ao EI_{grande} . A linha de cor laranja identifica o valor obtido de $\phi'_{colapso}$ com base nas características dos perfis Larssen usados, considerando uma rigidez à flexão igual ao EI_{real} .

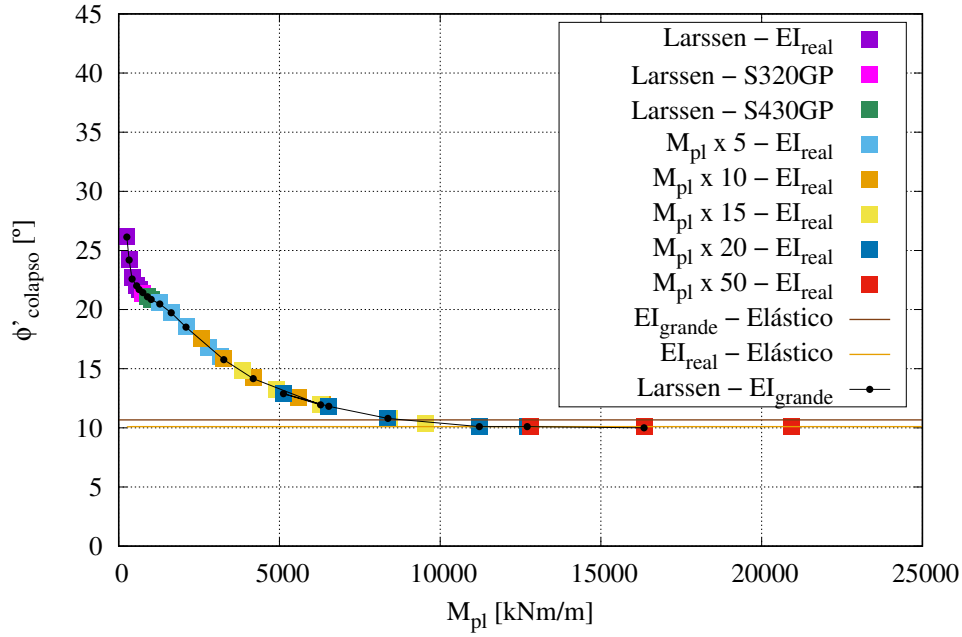


Figura 4.2: Variação do valor de M_{pl} considerando EI_{real} e EI_{grande} para determinação do patamar elástico

Através da análise da figura 4.2, é possível verificar que:

- os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos quando ocorre a plastificação da parede são sempre maiores que os obtidos quando é atingido o "patamar elástico";
- quanto maior é o valor do momento plástico, menor é o ângulo de resistência ao corte no colapso;
- confirma-se que os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos são independentes do valor de EI considerado.

Note-se que a curva definida na figura 4.2 sofre alterações na sua trajetória, que contudo não são muito bem visíveis, pelo que é apresentada a figura 4.3. Esta figura mostra os valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$ (segundo uma escala logarítmica), por forma a permitir observar melhor as alterações na trajetória da curva já mencionadas.

A figura 4.3 mostra que a curva se desenvolve segundo quatro comportamentos, identificados na mesma, e cujas designações estão relacionadas como o número de rótulas formadas na cortina durante o colapso (2RP, corresponde a duas rótulas e 1RP, corresponde a uma rótula) e com a distribuição de deslocamentos totais respetiva a cada comportamento (daí a diferenciação entre 1RP-A e 1RP-B, por exemplo). A análise desta figura permite concluir que:

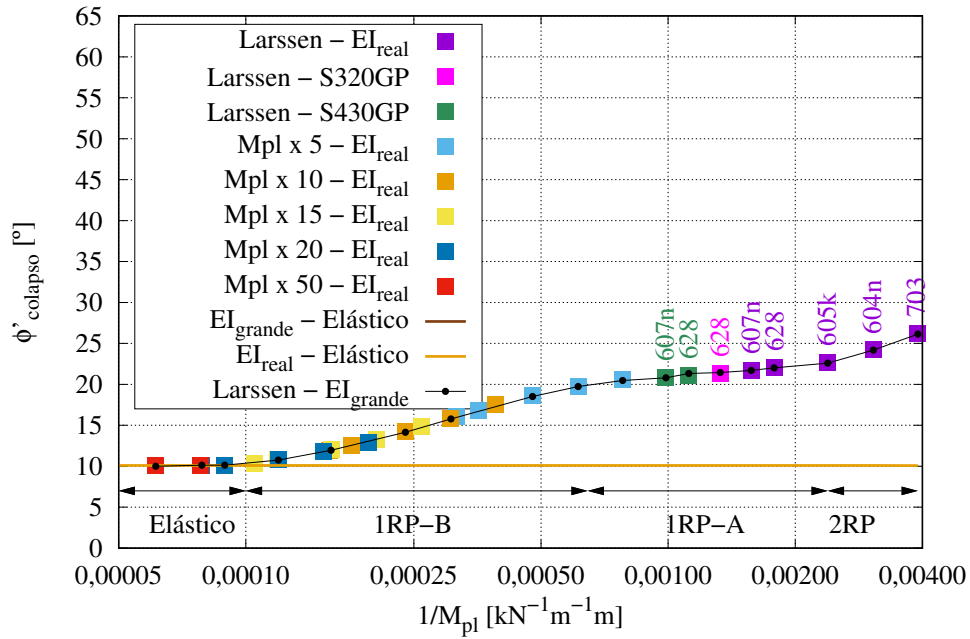


Figura 4.3: Variação do valor de $1/M_{pl}$ considerando EI_{real} e EI_{grande} para determinação do patamar elástico

1. numa primeira fase, o comportamento que se verifica é o $2RP$, em que a curva se desenvolve com declive acentuado, e que corresponde aos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para os perfis Larssen 703, 604n e 605k;
2. seguidamente é visível que ocorre uma alteração na trajetória da curva, que corresponde ao comportamento $1RP - A$. Esta alteração na trajetória da curva é devida ao aumento dos valores de M_{pl} para os quais a parede plastifica. Esta trajetória tende a ser mais ou menos constante e corresponde aos perfis Larssen 628n, 607n, 628 com $S320GP$, 628 com $S430GP$, 607n com $S430GP$ e quando o valor de M_{pl} é multiplicado por 5;
3. após a fase referida anteriormente, o desenvolvimento da curva passa a ter um grande declive que corresponde ao comportamento $1RP - B$ e que é visível a partir do momento em que o valor de M_{pl} é multiplicado por 10. Esta alteração na trajetória da curva acontece devido ao elevado valor de M_{pl} para o qual a parede plastifica;
4. por fim a curva desenvolve-se de forma constante e é coincidente com a linha a laranja, ou seja, os valores de $\phi'_{colapso}$ foram obtidos sem que houvesse plastificação da cortina de estacas-prancha;

Por forma a compreender melhor as diferenças entre os quatro comportamentos referidos e as suas respetivas designações, vão ser estudados em seguida os mecanismos de colapso observados

a partir dos deslocamentos totais e pontos plásticos, bem como as deformadas respectivas de cada comportamento.

4.3.2 Mecanismos e deformadas no colapso

A figura 4.4, mostra alguns dos mecanismos de colapso obtidos (com base nos deslocamentos totais e nos pontos plásticos) e algumas deformadas, considerando a utilização do EI_{real} e do EI_{grande} . A análise desta figura confirma que o valor de EI não tem praticamente nenhuma influência nos resultados obtidos no colapso. Verificado este fato, apresenta-se também a figura 4.5, que mostra os mecanismos e deformadas obtidas no colapso considerando a utilização do EI_{real} , por forma a que sejam identificadas as diferenças entre os comportamentos verificados identificando cada um deles com a respetiva designação.

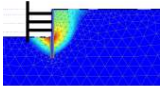
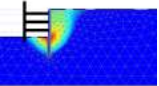
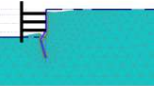



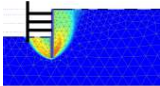
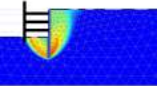




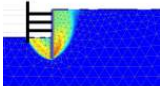
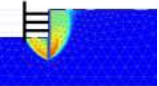




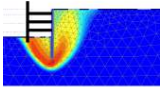
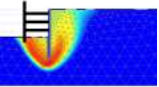




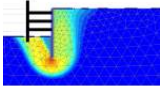
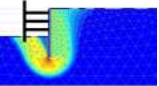




Perfil Larssen	M_{pl} [kNm/m]	Deslocamentos totais		Deformadas		Pontos plásticos	
		EI_{real}	EI_{grande}	EI_{real}	EI_{grande}	EI_{real}	EI_{grande}
703	256,23						
607n	635,31						
703 x 5	1281,15						
605k x 15	6281,10						
607n x 20	12706,20						

Figura 4.4: Mecanismos e deformadas considerando EI_{real} e EI_{grande}

Através da observação da figura 4.5, foi possível concluir que:

- quanto maior é o valor de M_{pl} , maior é o volume de solo envolvido nos mecanismos e logo maior é a quantidade de pontos plásticos;
- em relação aos quatro tipos de comportamento, observados na figura 4.5, foi possível concluir:
 1. o comportamento associado aos perfis Larssen 703 e 604n, foi designado como $2RP-A$, visto que houve a formação de duas rótulas plásticas na cortina, devido aos menores valores de M_{pl} que estão associados a estes perfis. Além disto, este comportamento

Perfil Larssen	M_{pl} [kNm/m]	EI_{real} [kNm ² /m]	Deslocamentos totais EI_{real}	Deformadas EI_{real}	Pontos plásticos EI_{real}	Tipo de comportamento
703	256,23	48400				2RP – A
604n	326,78	60800				2RP – A
605k	418,74	85260				2RP – B
628	560,90	126760				1RP – A
607n	635,31	114640				1RP – A
703 x 5	1281,15	48400				1RP – A
605k x 5	2083,70	85260				1RP – A
604n x 10	3261,80	60800				1RP – B
605k x 10	4187,4	85260				1RP – B
605k x 15	6281,10	85260				1RP – B
605k x 20	8374,80	85260				1RP – B
607n x 20	12706,20	114640				Elástico
604n x 50	16309	60800				Elástico

Figura 4.5: Mecanismos e deformadas considerando EI_{real} com respectiva designação

- é caracterizado pela ocorrência de maiores deslocamentos ao nível da superfície da escavação, tanto no lado passivo como no lado ativo e em que o mecanismo não engloba o pé da cortina;
2. o comportamento associado ao perfil 605k foi designado como $2RP - B$, visto que apesar de continuar a existir a formação de duas rótulas plásticas na cortina, verificou-se que o mecanismo de colapso passou a englobar o pé da cortina. Além disso, houve uma alteração na forma como são distribuídos os deslocamentos totais que tendem a ser maiores no lado ativo, com tendência para se prolongarem com maior intensidade nas zonas mais próximas do pé da cortina, apesar de ainda existirem deslocamentos consideráveis no lado passivo. Este comportamento faz a ligação entre o $2RP - A$ e o $1RP - A$;
 3. o comportamento associado aos perfis Larssen 628 e 607n e aos valores de M_{pl} multiplicados por 5, foi designado como $1RP - A$, visto que houve formação de apenas uma rótula plástica na cortina, devido aos elevados valores de M_{pl} em causa. Verificou-se que, apesar de os mecanismos de colapso continuarem a englobar o pé da cortina, houve uma alteração na forma como são desenvolvidos os deslocamentos totais, que passaram a ser maiores no lado ativo em comparação ao verificado no lado passivo;
 4. o comportamento verificado desde os valores de M_{pl} multiplicados por 10 até ao caso em que o valor de M_{pl} é multiplicado por 20, no caso em que a secção é a Larssen 605k, foi designado como $1RP - B$. Esta designação surge porque apesar de continuar a existir a formação de apenas uma rótula plástica na cortina de estacas-prancha, houve alteração na quantidade de solo que o mecanismo envolve, pois o seu limite inferior ultrapassou o pé da cortina (quanto maior o valor de M_{pl} , maior foi a quantidade de solo envolvido), sendo que os deslocamentos passaram a ser tão intensos do lado passivo como no lado ativo nas zonas próximas dos limites do mecanismo;
 5. nos restantes casos, presentes na figura 4.5, verificou-se que a distribuição dos deslocamentos e o mecanismo formado, são característicos do "patamar elástico" e por isso muito semelhantes ao observado nos capítulos anteriores, quando foi analisado o colapso considerando a parede como elástica.

Note-se que o comportamento $2RP - A$ e o $2RP - B$ estão englobados na gama de valores de $1/M_{pl}$ correspondente ao designado como $2RP$, que é identificado na figura 4.3. Nesta figura não foi feita referência à divisão do comportamento $2RP$ visto que o comportamento $2RP - B$ é apenas visível no caso em que o perfil Larssen em análise é o 605k.

4.3.3 Resumo dos comportamentos observados

A figura 4.6 mostra, de forma sumária, o tipo de mecanismo e deformada que caracteriza cada um destes comportamentos, em função dos valores de $1/M_{pl}$ e de acordo com o observado na figura 4.3.

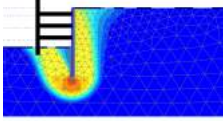
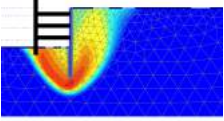
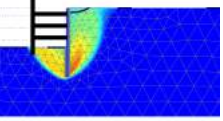
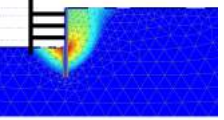




$1/M_{pl}$ [$kN^{-1}m^{-1}m$]	5×10^{-5} a 1×10^{-4}	1×10^{-4} a $6,1 \times 10^{-4}$	$6,1 \times 10^{-4}$ a $2,3 \times 10^{-3}$	$2,3 \times 10^{-3}$ a 4×10^{-3}
Comportamento	Elástico	$1RP - B$	$1RP - A$	$2RP$
Nº de rótulas	0	1	1	2
Deslocamentos totais				
Deformada característica				

Figura 4.6: Comportamento observado em função dos valores de $1/M_{pl}$

4.4 Influência de dNF

À semelhança do que foi feito nos capítulos 2 e 3, vai ser avaliada nesta secção a influência que a distância dNF tem nos resultados obtidos, sendo que neste caso, se admite a hipótese da parede de contenção plastificar. Para isso vão ser estudados os modelos A, B, C, D e E.

4.4.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso.

A figura 4.7 mostra os ângulos de resistência ao corte no colapso obtidos nos modelos A, B, C, D e E, em função dos valores de M_{pl} .

Note-se que ao contrário do que foi feito em relação ao modelo A, em que os valores de M_{pl} estudados permitiram atingir o "patamar elástico", nos restantes modelos apenas foram considerados os valores de M_{pl} indicados na tabela 4.3, que foram obtidos considerando o aço $S270GP$.

A figura 4.8 mostra os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos em função de uma menor gama de valores de M_{pl} .

A partir das figuras 4.7 e 4.8 é possível concluir que quanto maior é o momento plástico, menor é o ângulo de resistência ao corte no colapso. Tal como no caso em que se estudou o problema considerando a parede como elástica, verifica-se que os resultados obtidos para o modelo A, B e C são muito semelhantes e que, portanto, a influência do valor de dNF só é visível quando esta distância é igual ou superior a 60m.

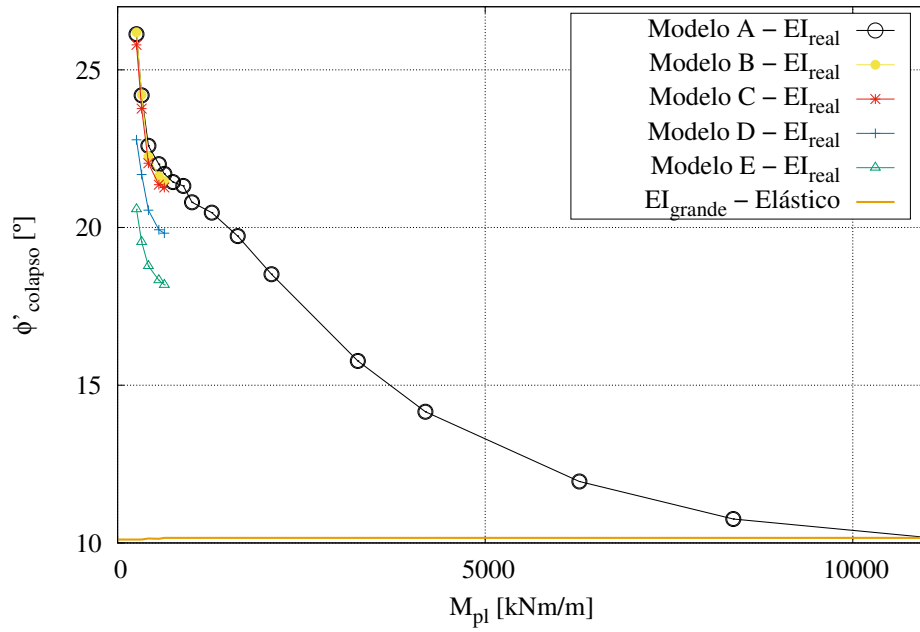


Figura 4.7: Influência do valor de M_{pl} na obtenção dos valores de $\phi'_{colapso}$ em cada modelo

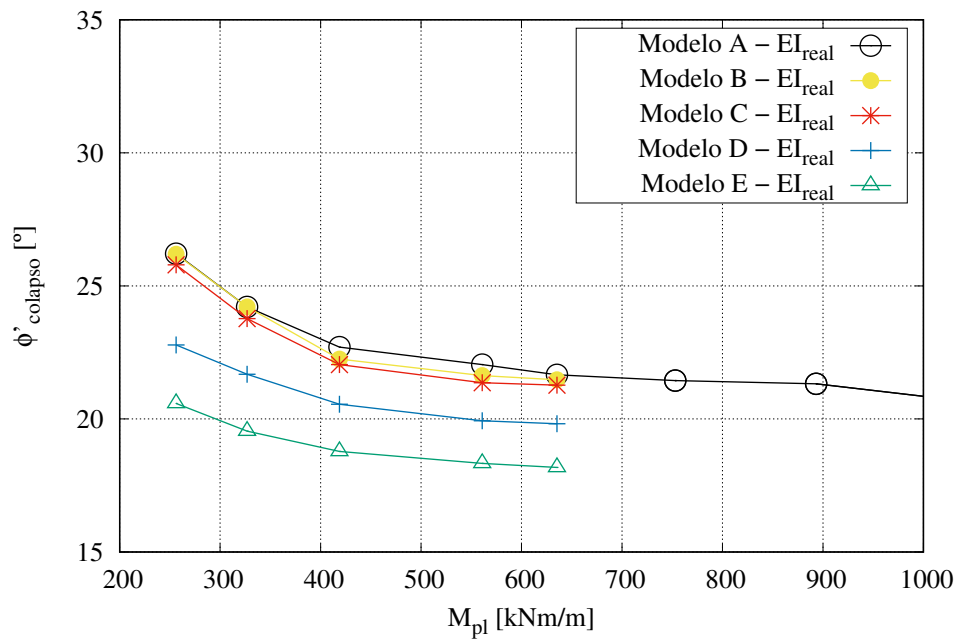


Figura 4.8: Valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos em cada modelo em função de uma menor gama de valores de M_{pl}

4.4.2 Deslocamentos totais.

A figura 4.9 ilustra os mecanismos formados no colapso, para cada modelo estudado e para cada secção Larssen adotada.

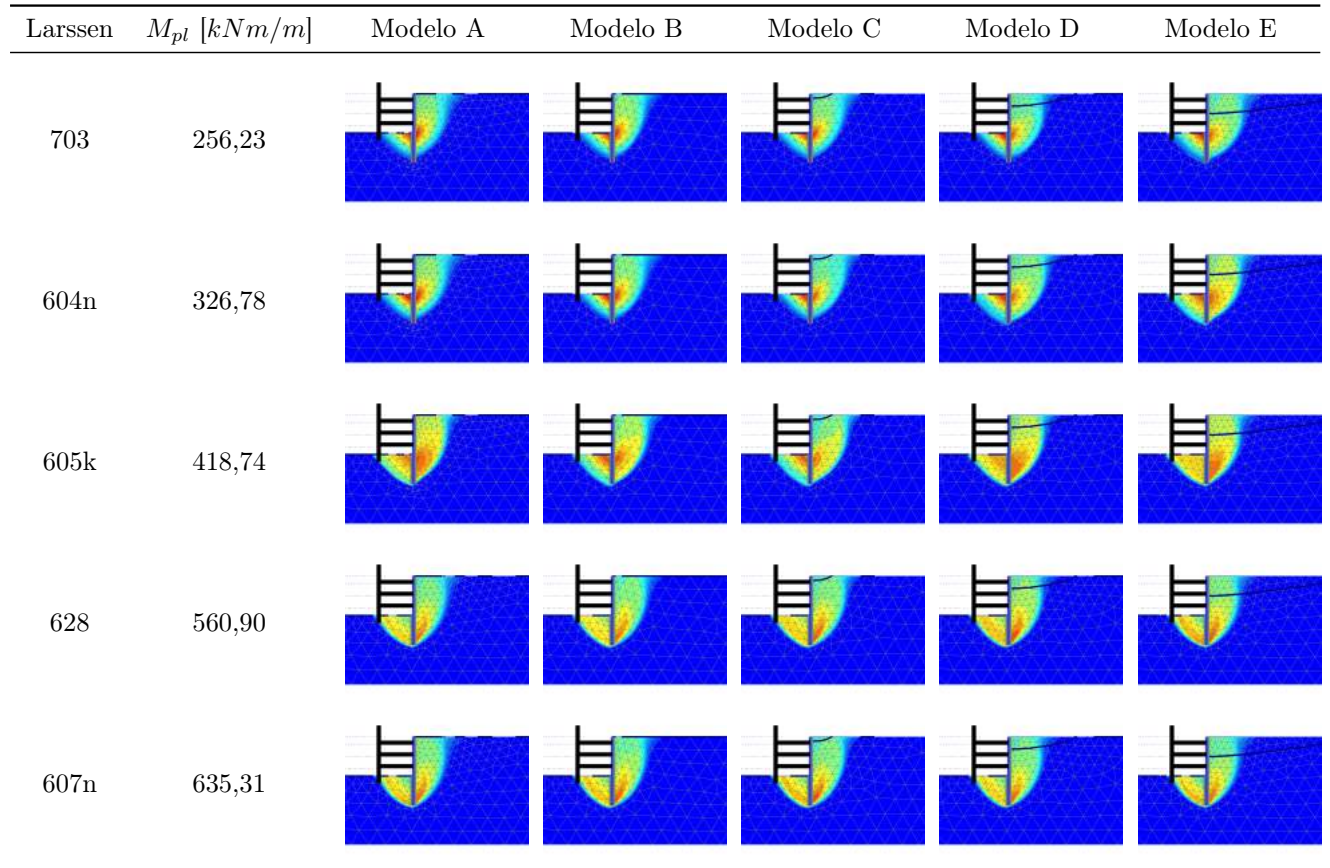


Figura 4.9: Deslocamentos totais no colapso para cada uma das secções Larssen consideradas

Através da figura 4.9, é possível concluir que:

- ao nível da distribuição dos deslocamentos totais, o valor de dNF não apresenta influência ao nível dos resultados obtidos, à exceção de quando o perfil Larssen usado é o 605k, em que os deslocamentos tendem a concentra-se mais do lado ativo consoante aumenta esta distância;
- ao nível dos mecanismos formados, nota-se que o que envolve menor quantidade de solo é o modelo B e o que envolve maior quantidade de solo é o modelo E;
- Tendo em conta o observado através desta figura e das figuras 4.7 e 4.8, é possível concluir que quanto menor é o mecanismo de colapso, maiores são os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos.

4.4.3 Deformada.

A figura 4.10 mostra as deformadas obtidas para cada modelo consoante o perfil Larssen utilizado.

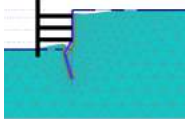
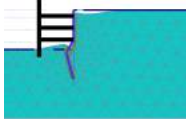
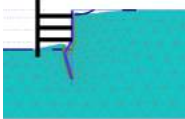
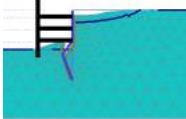
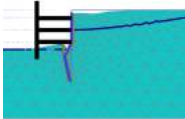
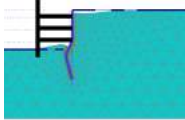
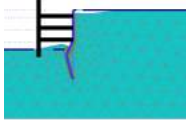
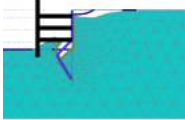
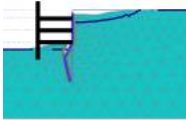
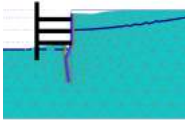

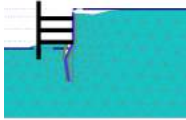
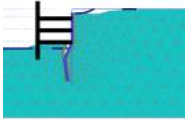
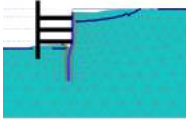
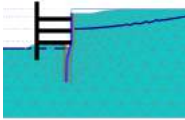



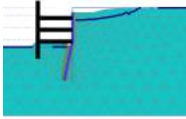
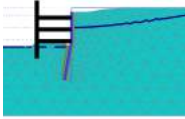
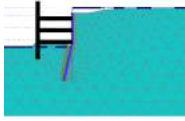


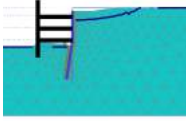
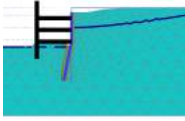
Larssen	$M_{pl} [kNm/m]$	Modelo A	Modelo B	Modelo C	Modelo D	Modelo E
703	256,23					
604n	326,78					
605k	418,74					
628	560,90					
607n	635,31					

Figura 4.10: Deformada no colapso para cada uma das secções Larssen consideradas

A análise da figura 4.10 leva a concluir que:

- o valor de dNF parece influenciar a rotação das rótulas plásticas formadas na cortina, especialmente no caso em que o perfil usado é o 605k, visto que a rotação da segunda rótula formada é tanto menor quanto maior é o valor de dNF ;
- tal como no caso em que a análise foi feita no domínio elástico, também neste caso há assentamento no lado ativo e empolamento no lado passivo, que são tanto maiores quanto menor é a rotação das rótulas plásticas (cortina mais rígida), e que parece ser influenciada pelo valor de dNF .

4.4.4 Pontos plásticos

A figura 4.11 mostra o modo como é desenvolvido o mecanismo de rotura do solo a partir dos pontos plásticos para cada modelo, consoante o perfil utilizado.

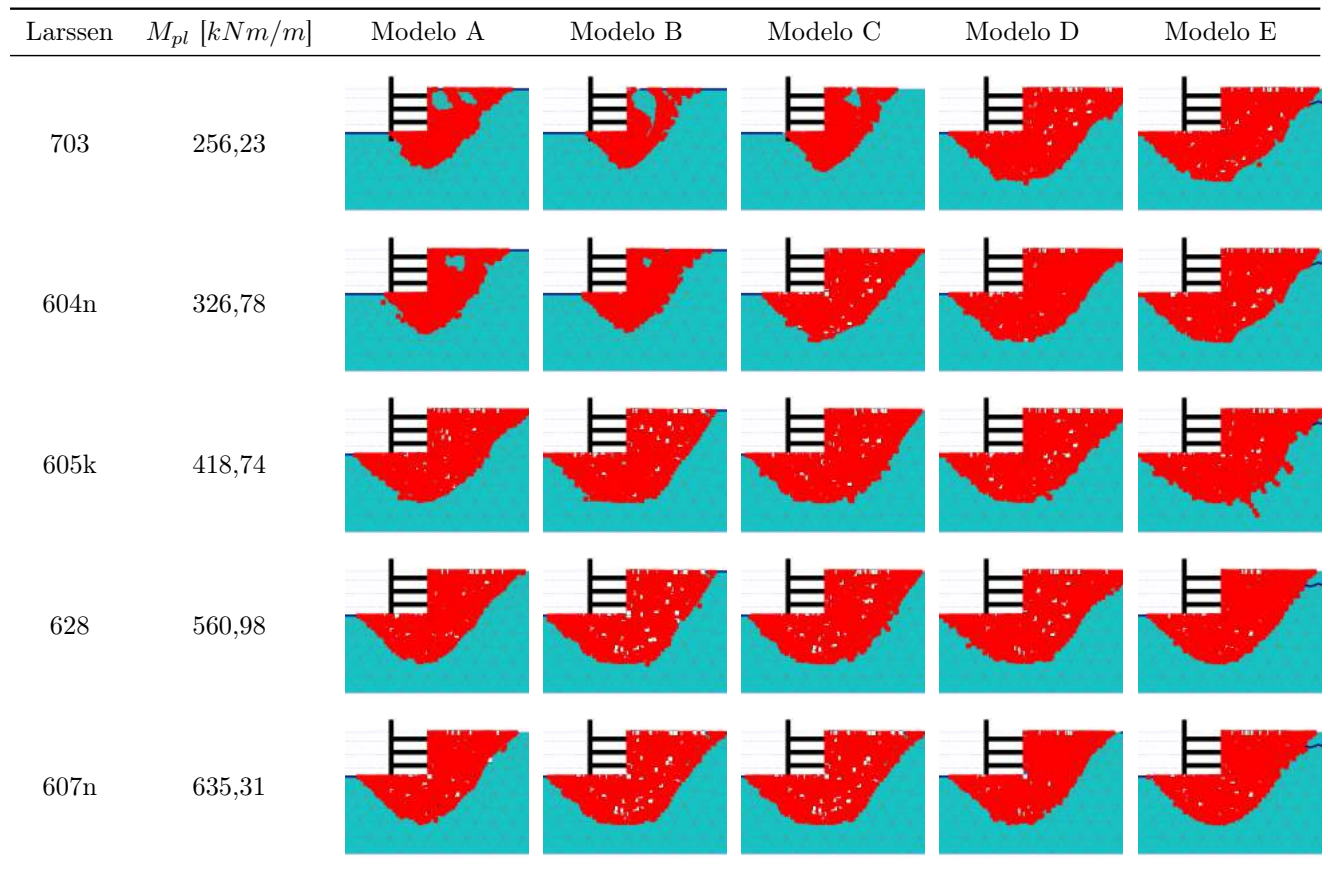


Figura 4.11: Pontos plásticos no colapso para cada uma das secções Larssen consideradas

Os resultados visíveis na figura 4.11 permitem concluir:

- existe influência do valor de dNF na formação do mecanismo de colapso quando se admite a utilização dos perfis Larssen 703 e 604n. Verifica-se que quanto maior é esta distância maior é o mecanismo;
- o mecanismo de rotura é semelhante em todos os casos, exceção feita, no caso enunciado no ponto prévio.

4.5 Influência da ficha

À semelhança do que foi feito no capítulo 3, em que foi avaliada a influência que a variação da ficha tem nos resultados obtidos, também nesta secção vai ser analisada a influência que a

variação deste parâmetro tem, sendo que neste caso é admitida a possibilidade da parede de contenção plastificar. Note-se que, este estudo vai ser feito considerando, apenas, os resultados obtidos a partir do modelo A.

4.5.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso.

Com vista a determinar a influência que a variação da ficha provoca na determinação do $\phi'_{colapso}$, apresenta-se o gráfico 4.12, cujos resultados são referentes às secções Larssen consideradas e respetivos valores de M_{pl} , indicados na tabela 4.3. Os valores da ficha adotados foram 4m, 4,5m, 5m, 6m, 7,5m (caso inicial) e 9,5m. Note-se que quando foi considerada uma ficha igual a 7,5m, foram obtidos valores em função de uma gama de valores de M_{pl} grande o suficiente para que fosse atingido o patamar elástico (definido apenas para o caso em que a ficha é igual a 7,5).

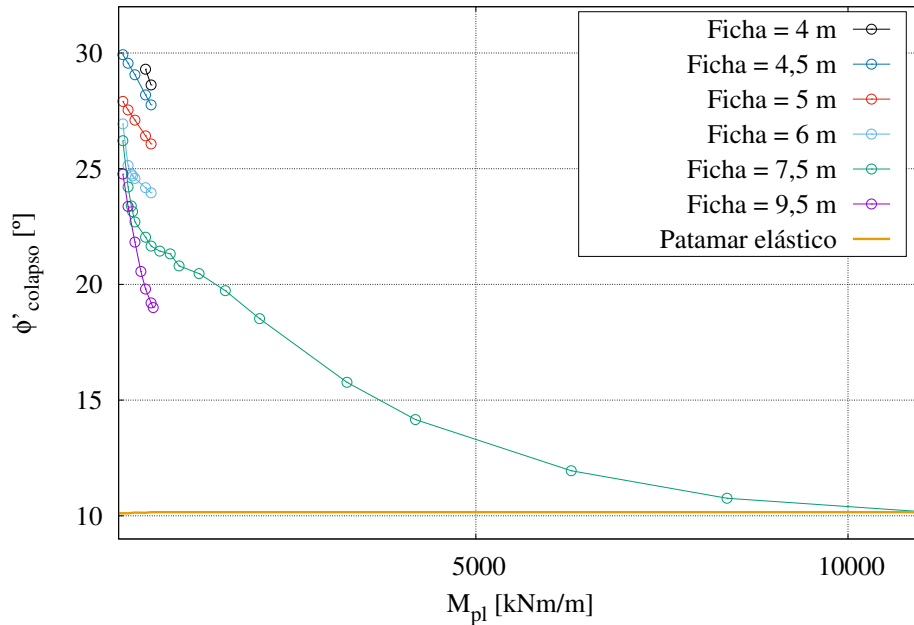


Figura 4.12: Variação da ficha e determinação $\phi'_{colapso}$

A figura 4.13 mostra os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos em função de uma menor gama de valores de M_{pl} , para que seja possível observar melhor a influência que cada uma das fichas consideradas tem na obtenção destes resultados.

Refere-se que quando foi adotada uma ficha com 4m de comprimento ocorreu colapso nos perfis Larssen 703, 604n e 605k na última fase de escavação, enquanto que para os restantes perfis não foi possível obter resultados para fichas menores. Note-se que na figura 4.13 é visível que existem 5 pontos circulares totalmente preenchidos e que se distinguem dos não preenchidos,

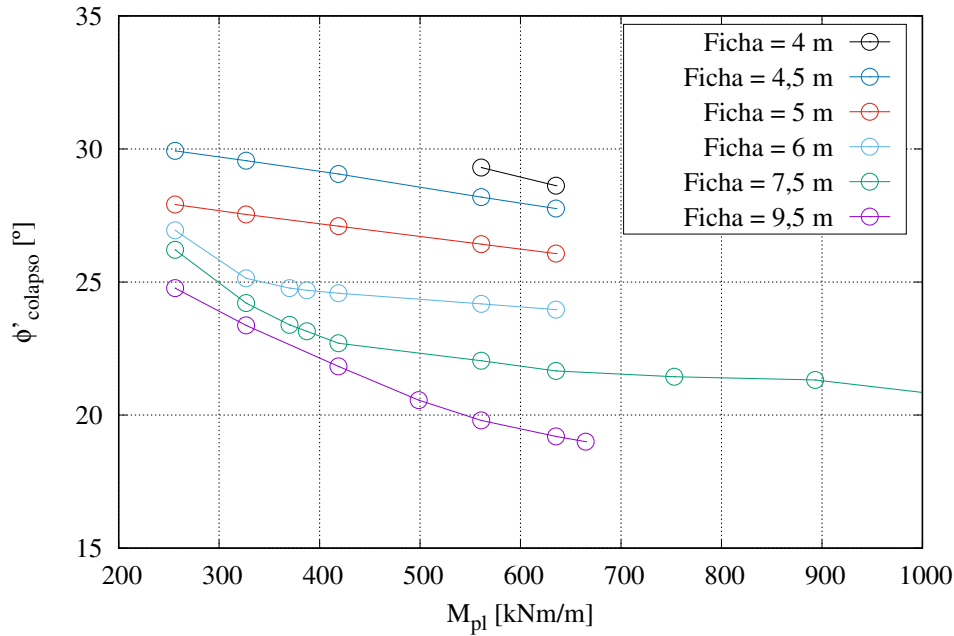


Figura 4.13: Variação da ficha e determinação $\phi'_{colapso}$ em função de uma menor gama de valores de M_{pl}

pois foram calculados admitindo a utilização de um aço diferente do *S270GP* (aço usado para calcular todos os pontos não preenchidos), e que permitiram entender melhor o desenvolvimento dos segmentos de reta em questão. Apenas o último ponto calculado, que se encontra a roxo, permitiu tirar algum tipo de conclusão e que será debatida nas secções 4.5.2, 4.5.3 e 4.5.4. Este ponto foi calculado assumindo que a escavação estava contida por uma cortina de estacas-prancha, com perfis Larssen do tipo 628 com um aço de *S320GP*.

A análise da figura 4.13, permite concluir que:

- quanto menor o valor da ficha maior o valor de $\phi'_{colapso}$ obtido;
- existem 3 segmentos de reta que correspondem a comportamentos diferentes:
 1. segmento de reta com declive acentuado, referente ao comportamento $2RP - A$;
 2. segmento de reta com declive praticamente nulo, referente ao comportamento $1RP - A$;
 3. segmento de reta com declive intermédio, referente ao comportamento $2RP - B$.

Note-se que neste gráfico não é visualizado nenhum segmento de reta que corresponda ao comportamento $1RP - B$, visto que para a sua definição não foram utilizados valores de M_{pl} multiplicados.

A figura 4.14 mostra a deformada característica dos comportamentos $2RP - A$, $2RP - B$ e $1RP - A$, em função dos valores de M_{pl} e dos valores de f de acordo com o observado na figura 4.13.

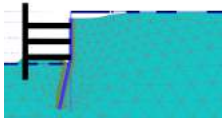
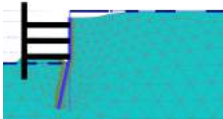
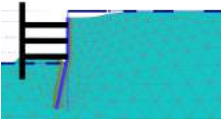
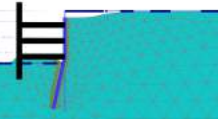
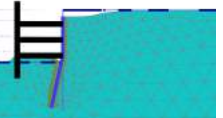
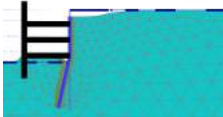
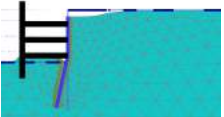
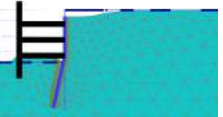
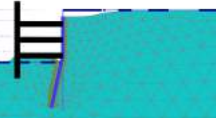
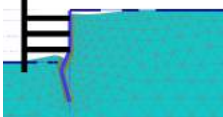
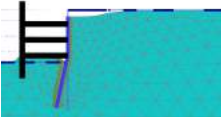
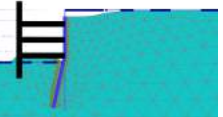
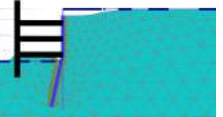
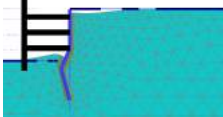

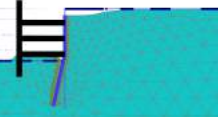
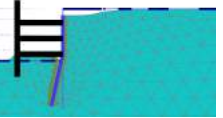
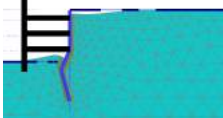
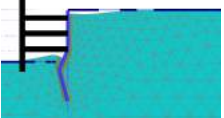
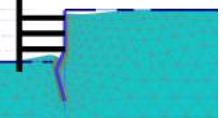
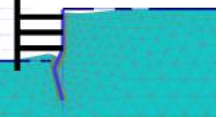
M_{pl} [kNm/m]	256,23 a 326,78	326,78 a 418,74	418,74 a 560,90	560,90 a 635,31
$f = 4m$	-	-	-	
Comportamento	$1RP - A$			
$f = 4,5m$				
Comportamento	$1RP - A$	$1RP - A$	$1RP - A$	$1RP - A$
$f = 5m$				
Comportamento	$1RP - A$	$1RP - A$	$1RP - A$	$1RP - A$
$f = 6m$				
Comportamento	$2RP - A$	$1RP - A$	$1RP - A$	$1RP - A$
$f = 7,5m$				
Comportamento	$2RP - A$	$2RP - B$	$1RP - A$	$1RP - A$
$f = 9,5m$				
Comportamento	$2RP - A$	$2RP - A$	$2RP - A$	$2RP - A$

Figura 4.14: Comportamento da cortina de estacas-prancha consoante os valores de f e de M_{pl}

4.5.2 Deslocamentos totais.

A figura 4.15 mostra os mecanismos de colapso em função dos valores da ficha e dos perfis adotados.

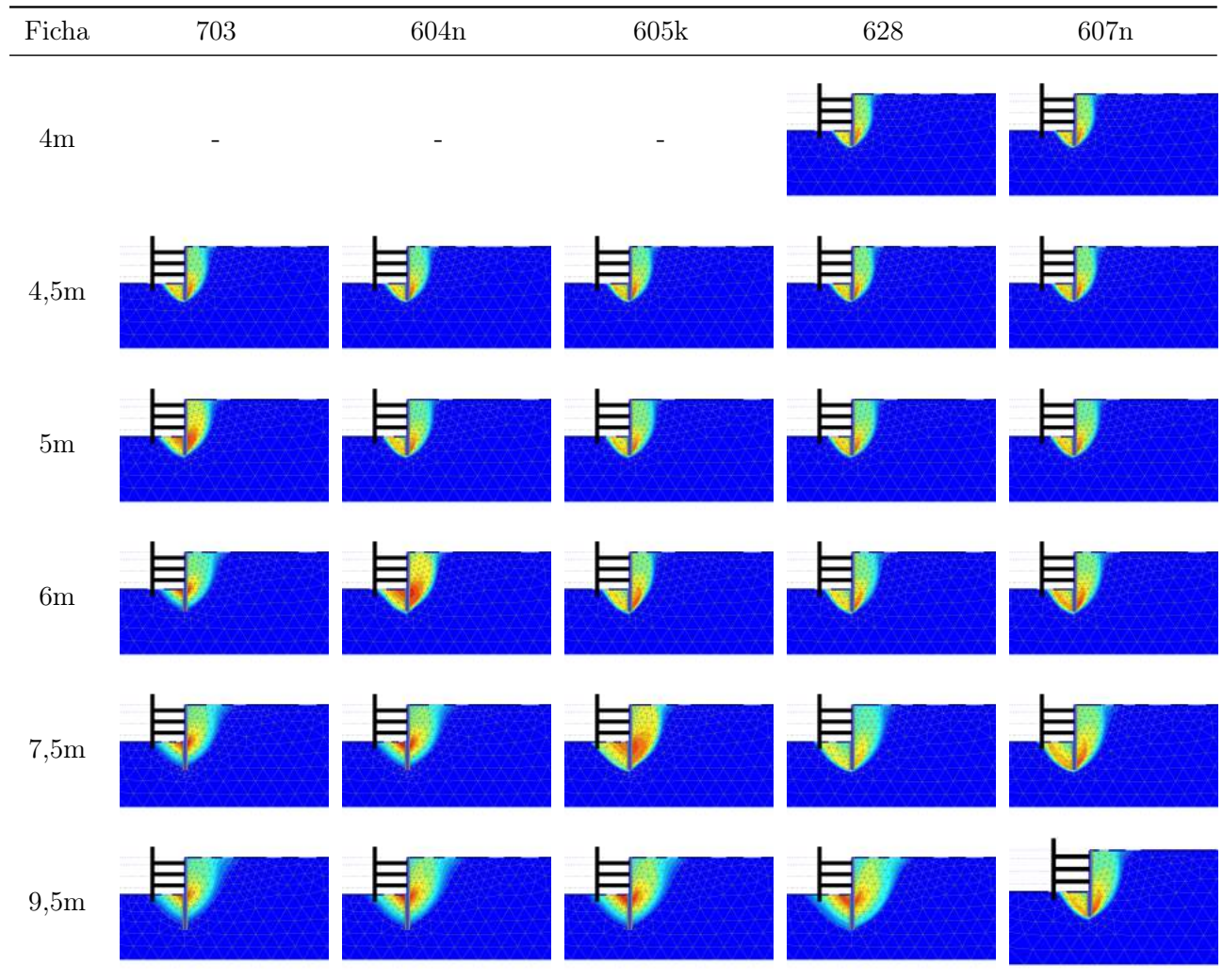


Figura 4.15: Deslocamentos totais no colapso para cada uma das seções Larssen consideradas em função do valor de f

Através da figura 4.15 é possível concluir que:

- quanto maior o valor de f , maior é o volume de solo envolvido nos mecanismos de colapso;
- conforme se aumenta a ficha, maior é a tendência para serem formadas duas rótulas plásticas na parede de contenção;
- verificam-se 3 tipos de distribuição dos deslocamentos na gama de valores de M_{pl} estudada;

- para as fichas de 4m e 4,5m, todos os deslocamentos estão de acordo com o comportamento $1RP - A$;
- para a ficha de 5m, todos os deslocamentos estão de acordo com o comportamento $1RP - A$, à exceção do caso em que admite a utilização do perfil Larssen 703, em que a distribuição dos deslocamentos é característica do comportamento $2RP - B$;
- quando a ficha é igual a 6m, verificam-se os 3 tipos de deslocamentos diferentes associados aos 3 tipos de comportamentos diferentes. Para o 703 o comportamento é $2RP - A$. No caso do perfil 604n o comportamento é $2RP - B$. As secções restantes têm um comportamento $1RP - A$;
- quando a ficha é igual a 7,5m, nos casos em que se utilizou os perfis 703 e 604n, o comportamento dos deslocamentos é do tipo $2RP - A$. No caso do perfil 605k, a distribuição dos deslocamento é do tipo $2RP - B$. As restantes secções adotadas, levam ao desenvolvimento de deslocamentos do tipo $1RP - A$;
- no caso em que a cortina tem 9,5m de comprimento, todos os deslocamentos são do tipo $2RP - A$, à exceção do caso em que se utilizou o perfil 607n, cuja distribuição é do tipo $1RP - A$.

O ponto circular preenchido a roxo calculado com base no perfil 628 com um aço $S320GP$ (observado na figura 4.13) apresenta uma distribuição de deslocamentos típica do comportamento $1RP - A$, como se observa na figura 4.15. Isto deve-se ao seu valor de M_{pl} ser maior que o do perfil 607n com aço $S270GP$.

4.5.3 Deformada

As deformadas obtidas consoante a variação do valor da ficha estão na figura 4.16.

A análise da figura 4.16 permite concluir que:

- quanto maior o valor de f , maior a tendência para serem formadas duas rótulas plásticas na parede de contenção;
- verifica-se que, tal como seria de esperar, o comportamento da cortina depende não só do valor de M_{pl} , mas também do valor de f .

4.5.4 Pontos plásticos

A figura 4.17, mostra a forma como é desenvolvido o mecanismo de colapso do solo consoante o perfil usado e o valor da ficha.

A análise da figura 4.17 permite concluir que:

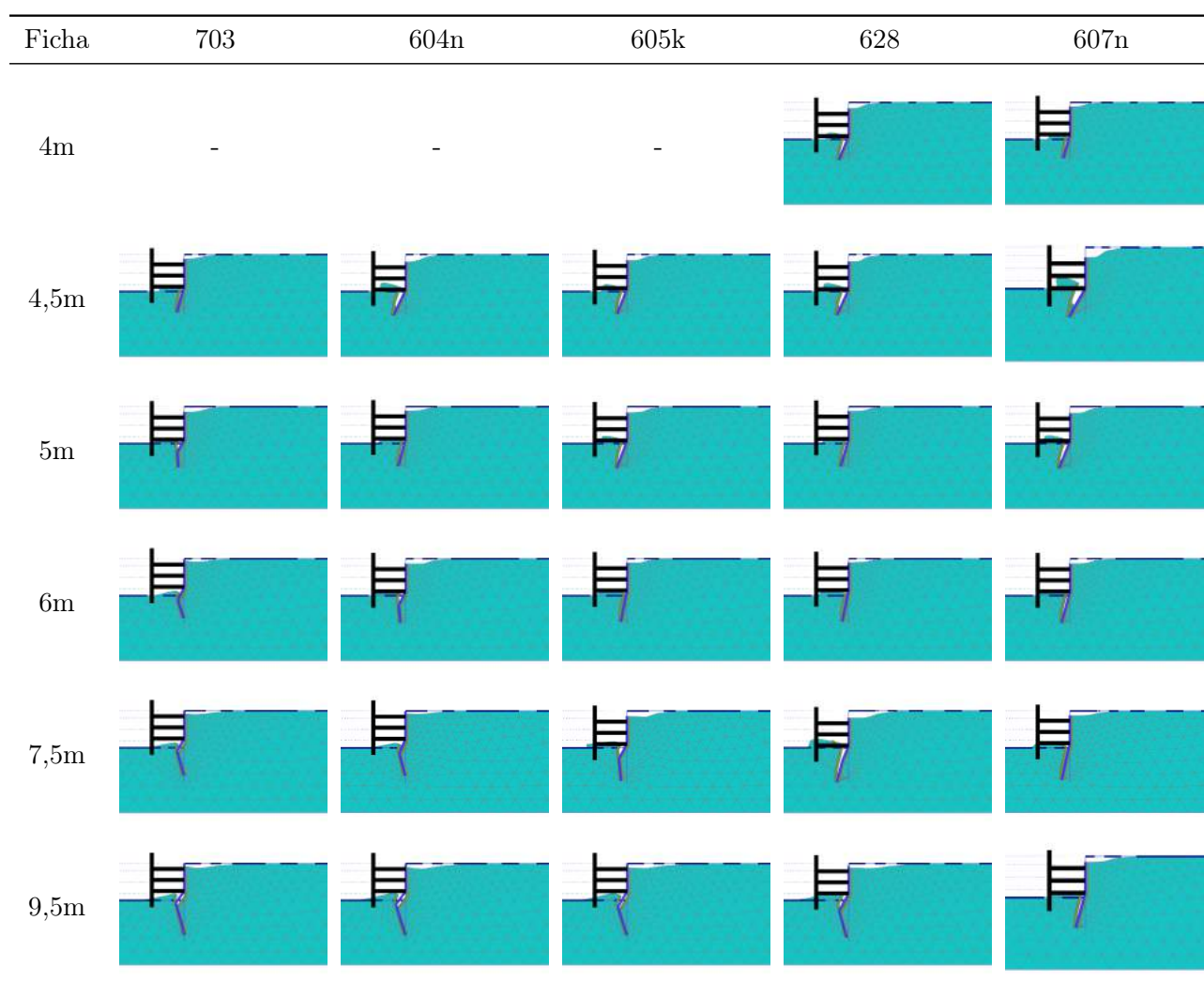


Figura 4.16: Deformada no colapso para cada uma das secções Larssen consideradas em função do valor de f

- a ocorrência de um maior ou menor mecanismo de rotura não é diretamente influenciado pelo valor de f ;
- a ocorrência de um maior ou menor mecanismo de colapso não é diretamente influenciado pelo comportamento da cortina de estacas-prancha.

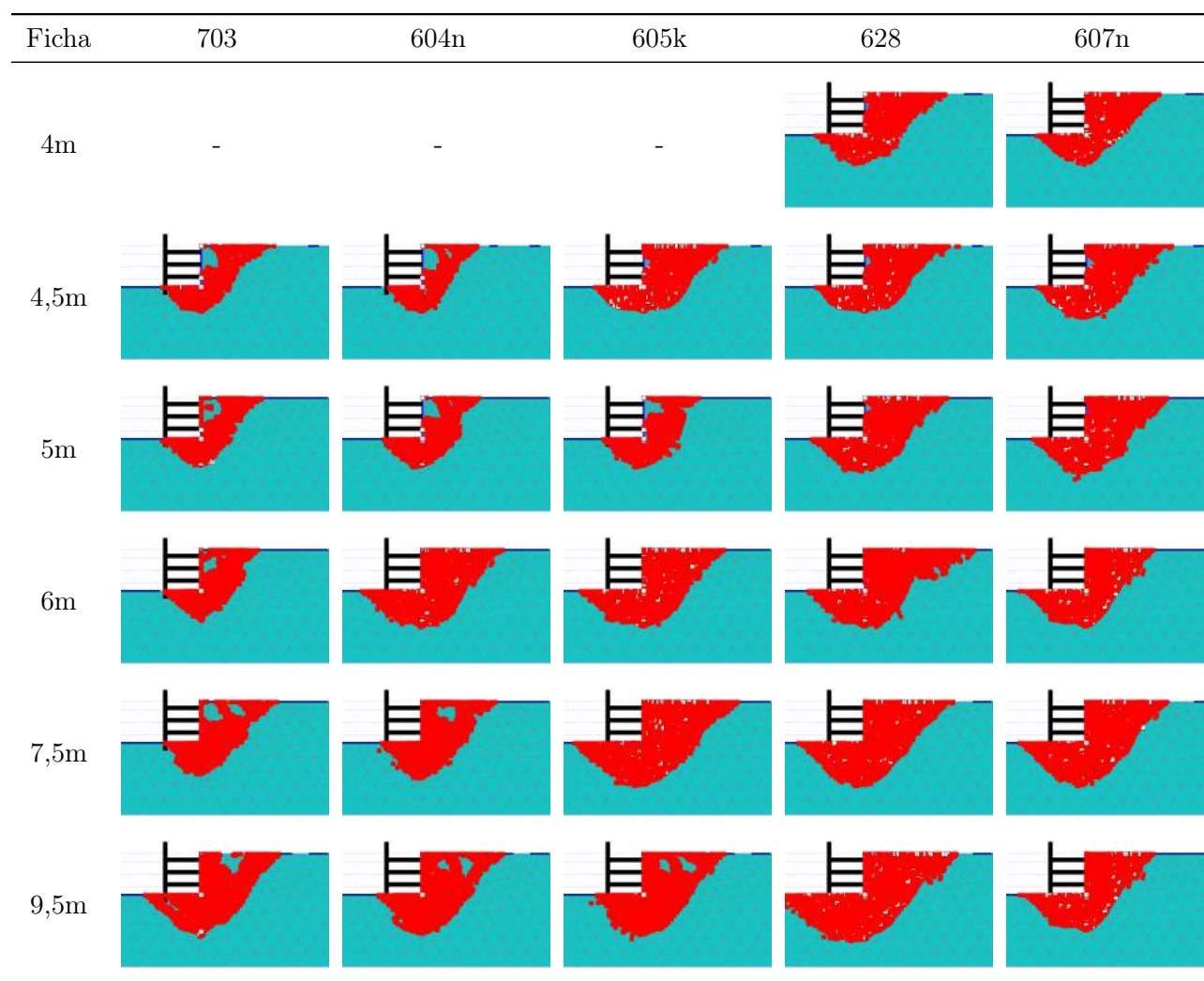


Figura 4.17: Pontos plásticos no colapso para cada uma das secções Larssen consideradas em função do valor de f

Capítulo 5

Conclusões e desenvolvimentos futuros

5.1 Conclusões

Tal como foi referido anteriormente no capítulo 1.1, o presente trabalho visa complementar os estudos realizados por Aleixo (2015) e Andrade Viana et al. (2016) Para isso, foi avaliada a influência que a variação da distância dNF tem na hipótese da parede ter um comportamento elástico, bem como a influência que tem a consideração de uma parede de contenção com comportamento plástico. Desta forma, as conclusões serão divididas de acordo com as hipóteses consideradas relativamente à parede.

1. Variação da distância dNF à parede de contenção, admitindo os eu comportamento como elástico;

Para avaliar a influência deste parâmetro foram elaborados 5 modelos diferentes (A,B,C,D, e E) que se distinguem pelo diferente valor de dNF atribuído a cada um, conforme se indica na tabela 2.4. Concluiu-se, que a influência deste parâmetro só é visível a partir de um valor de dNF igual ou superior a 60 metros, que se traduziu na redução progressiva do valor de $\phi'_{colapso}$ com o aumento desta distância.

Note-se que os resultados obtidos para o caso base, em que a ficha tem 7,5m e uma largura de escavação com 20m, não apresentam grandes variações e por isso, do ponto de vista prático, é possível afirmar que a influência da variação do dNF , neste caso, é reduzida. Contudo, à medida que foi diminuída a ficha e a largura da escavação, foram obtidos valores do $\phi'_{colapso}$ cada vez menos semelhantes tornando-se este fator mais condicionante.

Ainda em relação a este estudo, foi possível verificar que o valor de EI da parede de contenção não é um fator que influencie a segurança da escavação, pois a rotura acontece sempre devido à plastificação do solo e é independente da rigidez da parede de contenção.

2. Consideração do comportamento plástico da parede contenção.

Como se verificou no ponto anterior, a influência do valor de dNF só é visível quando esta distância é superior ou igual a 60 metros. Ao contrário do que foi verificado quando foi admitido o comportamento elástico da parede, em que os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos em cada modelo foram muito semelhantes, no caso em que a parede é considerada plástica, os valores de $\phi'_{colapso}$ apresentam uma discrepância considerável, e portanto no que diz respeito à segurança, esta distância torna-se mais condicionante.

Além disto, verificou-se que o valor de M_{pl} para qual a parede plastifica influencia o valor de $\phi'_{colapso}$ obtido, sendo tanto menor quanto maior é o M_{pl} e portanto maior é a segurança da escavação em relação ao fenómeno da rotura de fundo. Concluiu-se também que a deformada e os mecanismos associados aos deslocamentos totais e aos pontos plásticos são bastante diferentes dos obtidos quando foi considerado um comportamento elástico da parede de contenção. Foi também analisada a influência que a variação da ficha tem ao nível dos resultados obtidos, concluindo-se que quanto menor esta é, piores são as condições de estabilidade da escavação, tendo-se verificado que existiam variações importantes no modo de rotura da parede consoante é variado este fator.

Também neste caso foi avaliada a influência que o valor de EI da parede tem nos resultados obtidos, e à semelhança do referido no ponto anterior, é possível constatar que este parâmetro não apresenta influência no estudo deste fenómeno.

Refere-se que os resultados obtidos, no caso em que é admitida a possibilidade da parede plastificar, são mais próximos dos reais, quando comparados com os obtidos quando a parede tem um comportamento elástico.

5.2 Desenvolvimentos futuros

O presente trabalho avalia a influência da consideração do comportamento plástico da parede, na rotura de fundo de uma escavação. Sugere-se que em estudos futuros, seja avaliada a influência de outros parâmetros, para além dos já estudados, como por exemplo, a largura da escavação, tendo em conta a hipótese da parede plastificar.

Referências bibliográficas

- Aleixo, V. (2015). Rotura de fundo em escavações devida a percolação ascendente. Dissertação de Mestrado, FCT-UNL.
- Andrade Viana, L., Guerra, N. C., e Antão, A. N. (2016). Análise numérica através do teorema cinemático da rotura de fundo de escavações profundas por percolação ascendente. *FCT-UNL*.
- Bjerrum, L. e Eide, O. (1956). Stability of strutted excavations in clay. *Geotechnique*, 6(1):32-47.
- Brinkgreve, R. B. J. e Bakker, H. L. (1991). Non-linear finite element analysis of safety factor. *Computer Methods and Advances on Geomechanics*.
- Costet, J. e Sanglerat, G. (1975). *Cours pratique de mécanique des sols*. Dunod.
- EN1993-5 (2007). Eurocode 3. Design of steel structures, Part 5: Piling. Relatório, CT115, Instituto Português da Qualidade.
- Guerra, N. (2003). Estruturas de suporte. FCT-UNL.
- Josefino, C., Guerra, N. C., e Matos Fernandes, M. (2009). Modelação de ancoragens nas análises 2d por elementos finitos de cortinas de contenção: A questão da simulação do pré-esforço. *Geotecnia - Revista Luso-Brasileira de Geotecnia*, (117):3-31.
- Josefino, C., Santana, M., Vicente da Silva, M., Antão, A. N., e Guerra, N. C. (2010). Twodimensional basal stability of deep excavation in homogeneous clay deposit using upper bound numerical analysis. *International Conference in Geotechnical Challenges in Megacities*, 2:614-621.
- Matos Fernandes, M. (1983). *Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento*. Tese de Doutoramento, FEUP.
- NP-EN1997-1 (2010). Eurocódigo 7. Projecto geotécnico, Parte 1: Regras gerais. Relatório, Instituto Português da Qualidade.
- Plaxis (2014). *Plaxis 2D Manual*.
- Skempton, A. W. (1951). The bearing capacity of clays. *Em Proc. Building Research Congress*, pgs. 180-189.

- Terzaghi, K., Peck, R. B., e Mesri, G. (1943). Soil mechanics in engineering practice. *John Wiley & Sons, Inc., 3 edition.*
- ThyssenKrupp (2010). Sheet piling handbook, 3rd edition.
- Tuan-Nghia, D., Chang-Yu, O., e Ren-Peng, C. (2015). A study of failure mechanisms of deep excavations in soft clay using the finite element method. *Computers and Geotechnics.*
- Ukritchon, B., Whittle, A. J., e Sloan, S. W. (2003). Undrained stability of braced excavations in clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(8):738-755.*